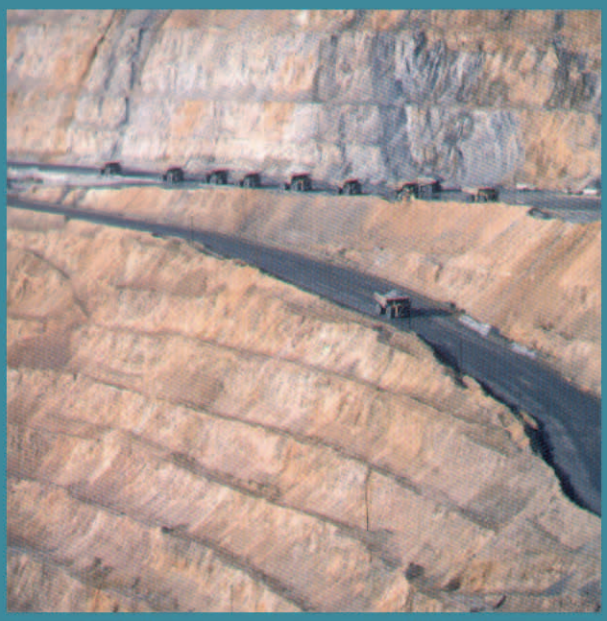
E Hoek ve J Bray'in üçüncü baskısına dayalı

KAYA ŞEV MÜHENDİSLİĞİ

Duncan C Wyllie
& Christopher W Mah

Çeviren:
Kâmil Kayabalı



4. BASKI

Gazi Kitabevi

Kaya Şev Mühendisliği

Kaya Şev Mühendisliği

Dördüncü Baskı

Duncan C. Wyllie
Christopher W. Mah

Çeviren:

Prof. Dr. Kâmil Kayabalı
Ankara Üniversitesi
Mühendislik Fakültesi

Spon Press
Taylor & Francis Group

İlk olarak 1974 yılında Institute of Mining and Metallurgy tarafından yayınlanmıştır.
İkinci baskı 1977 yılında yayınlanmıştır.
Üçüncü baskı 1981 yılında yayınlanmıştır.

1991, 1994 (iki kere), 1996, 1997, 1999, 2001'de tekrar basılmıştır.
© Institute of Mining and Metallurgy ve E. Hook ve J. W. Bray
2 Park Square, Milton Park, Abingdon, Oxfordshire, OX14 4RN

Spon Press tarafından A.B.D.'nde ve Kanada'da aynı anda yayınlanır.
270 Madison Avenue, New York, NY 10001

Spon Press, Taylor & Francis Group'a ait bir isimdir.

© 2004 Duncan C. Wyllie ve Christopher W. Mah

Dizgi: Newgen Imaging Systems (P) Ltd, Chennai, Hindistan
Baskı ve cilt: St Edmundsburry Press, Bury St Edmunds, Suffolk, İngiltere

Tüm hakları saklıdır. Yayıncıya yazılı başvuru yapılmadan kitabın herhangi bir kısmı fotokopi yapma veya kaydetme de dahil olmak üzere elektronik, mekanik veya başka yollarla yeniden basılamaz veya kullanılamaz; sonradan geri getirmek üzere arşivde saklanamaz.

Yayınlanmış Verilerde İngiliz Kütüphanesi Kataloglaması
İngiliz Kütüphanesi'nde bu kitap için bir katalog kaydı mevcuttur.

Yayınlanmış Verilerde Kongre Kütüphanesi Kataloglaması
Rock slope engineering: civil and mining/Duncan C. Wyllie,
Christopher W. Mah – 4th ed.
p. cm.
Dr. Evert Hoek ve Dr. John Bray'in "Kaya Şev Mühendisliği (üçüncü baskı, 1981)"
Kitabına dayalı olarak.

1. Rock slopes. I. Mah, Christopher W. II. Wyllie, Duncan C.,
1933 – Rock slope engineering. III. Başlık

TA706.W98 2004
624.1'51363-dc22 2003014937

ISBN: 0-415-28000 (ciltli)
ISBN: 0-415-28001 (karton kapaklı)

Bu kitap,
kaya şev mühendisliğindeki
öncü çalışmalarından dolayı

Dr. Evert Hoek ve Dr. John Bray'e

ithaf edilmiştir.

İçindekiler

Giriş, xvii
Önsöz, xxi
Notasyon, xxiii
Not, xxv

1. Kaya şev tasarımı ilkeleri, 1
1.1 Giriş, 1
1.1.1 Kitabın amacı, 2
1.1.2 Şev yenilmelerinin sosyo-ekonomik sonuçları, 3
1.2 Kaya şev mühendisliğinin ilkeleri, 4
1.2.1 İnşaat mühendisliği, 5
1.2.2 Açık ocak madenciliğinde şev duraylılığı, 5
1.3 Şev özellikleri ve boyutları, 8
1.4 Kaya şev tasarım yöntemleri, 8
1.4.1 Tasarım yöntemlerinin özeti, 8
1.4.2 Sınır denge analizi (deterministik), 11
1.4.3 Hassasiyet analizi, 14
1.4.4 Probabilistik tasarım yöntemleri, 15
1.4.5 Yük ve direnç faktörü tasarımı (LFRD), 20

2. Yapısal jeoloji ve veri yorumlama, 22
2.1 Jeolojik incelemenin amacı, 22
2.2 Eklem oluşum mekanizması, 24
2.3 Süreksizliklerin şev duraylılığına etkisi, 25
2.4 Süreksizliklerin yönelimi, 25
2.5 Yapısal jeolojide stereografik analiz, 27
2.5.1 Stereografik izdüşüm, 27
2.5.2 Kutup ve kontur diyagramları, 29
2.5.3 Kutup yoğunluğu, 31
2.5.4 Büyük daireler, 32
2.5.5 Arakesit çizgileri, 34
2.6 Şev duraysızlık modlarının belirlenmesi, 35
2.6.1 Kinematik analiz, 37
2.6.2 Düzlemsel yenilme, 38
2.6.3 Kama tipi yenilme, 38

2.6.4 Devrilme tipi yenilme, 38
2.6.5 Sürtünme konisi, 39
2.6.6 Kinematik analizin uygulamaları, 39
2.7 Örnek Problem 2.1: Yapısal jeoloji verilerinin stereografik diyagramları, 42
2.8 Örnek problem 2.2: Yapısal jeoloji ile ilişkili şev duraylılık değerlendirmesi, 43

3. Saha incelemesi ve jeolojik veri toplanması, 46
3.1 Bir inceleme programının planlanması, 46
3.1.1 Jeoloji, 47
3.1.2 Kaya dayanımı, 48
3.1.3 Yeraltı suyu, 48
3.2 Arazide gözlemsel inceleme, 48
3.2.1 Hava ve kara fotoğrafları, 49
3.2.2 Jeofizik, 49
3.3 Jeolojik haritalama, 52
3.3.1 Çizgi ve pencere haritalaması, 53
3.3.2 Süreksizliklerin stereogrametrik haritalanması, 53
3.3.3 Süreksizlik tipleri, 53
3.3.4 Jeolojik terimlerin tanımları, 54
3.4 Açıklık, devamlılık ve pürüzlülük ölçümleri, 59
3.4.1 Süreksizliklerde açıklık, 60
3.4.2 Süreksizlik takımlarında devamlılık, 61
3.4.3 Kaya yüzeylerinin pürüzlülüğü, 62
3.5 Yapısal jeolojide probabilistik analiz, 64
3.5.1 Süreksizlik yönelimi, 64
3.5.2 Süreksizlik uzunluğu ve açıklığı, 65
3.6 Elmas matkaplı sondajlar, 66
3.6.1 Elmas matkap düzeneği, 67
3.6.2 Elmas matkaplı işlemler, 68
3.6.3 Karot loglaması, 69
3.6.4 Karot yönelimi, 71

4 Kaya dayanımı özellikleri ve ölçümleri, 74
4.1 Giriş, 74
4.1.1 Ölçek etkileri ve kaya dayanımı, 74
4.1.2 Kaya kütlesi örnekleri, 75
4.1.3 Kaya dayanım sınıfları, 77
4.2 Süreksizliklerin kesme dayanımı, 79
4.2.1 Kohezyon ve sürtünme açısının tanımı, 79
4.2.2 Kaya yüzeylerinin sürtünme açısı, 81
4.2.3 Eğimli bir düzlemde makaslama, 81
4.2.4 Yüzey pürüzlülüğü, 81
4.2.5 Süreksizlik dolgusu, 85
4.2.6 Süreksizliklerin kesme dayanımına suyun etkisi, 87
4.3 Laboratuvarda kesme dayanımı deneyi, 88
4.4 Şev yenilmelerinden geriye analiz yoluyla kaya kütlelerinin kesme dayanımı, 90
4.5 Çatlaklı kaya kütleleri için Hoek-Brown dayanım kriteri, 92

4.5.1 Genelleştirilmiş Hoek-Brown dayanım kriteri, 95
4.5.2 Deformasyon modülü, 99
4.5.3 Mohr-Coulomb kriteri, 99
4.5.4 Kaya kütlesi dayanımı, 100
4.5.5 σ'_{3max} 'ın belirlenmesi, 100
4.5.6 Örselenme faktörü D'nin hesaplanması, 101
4.6 Kaya dayanıklılığı ve sıkışma dayanımı, 102
4.6.1 Islak kararlılık, 102
4.6.2 Sıkışma dayanımı, 104
4.7 Örnek problem 4.1: Kesme kutusu deney sonuçlarının analizi, 106
4.8 Örnek problem 4.2: Nokta yük deney sonuçlarının analizi, 107

5 Yeraltı suyu, 109
5.1 Giriş, 109
5.2 Hidrolojik döngü, 111
5.3 Hidrolik iletkenlik ve akım ağları, 111
5.3.1 Hidrolik iletkenlik, 111
5.3.2 Gözeneklilik, 113
5.3.3 Akım ağları, 113
5.4 Çatlaklı kayada yeraltı suyu akışı, 114
5.4.1 Temiz, pürüzsüz süreksizliklerde akış, 115
5.4.2 Dolgulu süreksizliklerde akış, 116
5.4.3 Heterojen kaya, 117
5.4.4 Anizotrop kaya, 118
5.4.5 Kaya şevlerinde yeraltı suyu, 118
5.5 Su basıncının ölçülmesi, 120
5.6 Hidrolik iletkenliğin arazide ölçümü, 123
5.6.1 Değişken yük deneyleri, 123
5.6.2 Pompa deneyi, 126
5.7 Örnek problem 5.1: Jeoloji ve iklim koşullarının su seviyesine etkisi, 127

6 Düzlemsel yenilme, 129
6.1 Giriş, 129
6.2 Düzlemsel yenilme için genel koşullar, 129
6.3 Düzlemsel yenilme analizi, 129
6.3.1 Yeraltı suyunun duraylılığa etkisi, 132
6.3.2 Kritik çekme çatlağının yeri ve derinliği, 134
6.3.3 Duraysızlık belirteci olarak çekme çatlağı, 14
6.3.4 Kritik kayma düzlemi eğimi, 135
6.3.5 Pürüzlü bir yüzey üzerindeki kaymanın analizi, 136
6.4 Bir şevin güçlendirilmesi, 137
6.4.1 Gerdirilmiş ankrajlarla güçlendirme, 138
6.4.2 Tamamen çimentolanmış, gerdirilmemiş mini ankrajlar ile güçlendirme, 139
6.4.3 Payandalarla güçlendirme, 140
6.5 Kaya şevlerinin sismik analizi, 141
6.5.1 Depremler sırasında kaya şevlerinin performansı, 141

6.5.2 Sismik tehlike analizi, 142
6.5.3 Yer hareketinin özellikleri, 143
6.5.4 Psödo-statik duraylılık analizi, 144
6.5.5 Newmark analizi, 145
6.6 Probabilistik tasarıma örnek, 148
6.7 Örnek problem 6.1: Düzlemsel yenilme – analiz ve stabilizasyon, 150

7 Kama tipi yenilme, 153
7.1 Giriş, 153
7.2 Kama geometrisinin tanımı, 154
7.3 Kama tipi yenilmenin analizi, 156
7.4 Kohezyon, sürtünme açısı ve su basıncı içeren kama analizi, 157
7.5 Sadece sürtünme için kama duraylılık diyagramları, 160
7.5.1 Sadece sürtünme diyagramlarını kullanarak kama analizine örnek, 160
7.6 Kapsamlı kama analizi, 171
7.6.1 Kapsamlı analiz için veriler, 171
7.6.2 Kapsamlı analiz için bilgisayar programları, 174
7.6.3 Kapsamlı kama analizine örnek, 174

8 Dairesel yenilme, 176
8.1 Giriş, 176
8.2 Dairesel yenilme koşulları ve analiz yöntemleri, 176
8.2.1 Kayma yüzeyinin şekli, 177
8.2.2 Duraylılık analiz prosedürü, 178
8.3 Dairesel yenilme diyagramlarının türetilmesi, 180
8.3.1 Yeraltı suyu akışı varsayımları, 180
8.3.2 Dairesel yenilme diyagramlarının elde edilmesi, 181
8.3.3 Dairesel yenilme diyagramlarının kullanılması, 182
8.4 Kritik kayma yüzeyi ve çekme çatlağının yeri, 184
8.5 Dairesel yenilme analizine örnekler, 185
8.5.1 Örnek 1 – Porselen kil ocağı şevi, 185
8.5.2 Örnek 2 – Karayolu şevi, 186
8.6 Dairesel kaymalar için ayrıntılı duraylılık analizi, 187
8.6.1 Bishop ve Janbu dilim yöntemleri, 188
8.6.2 Bishop duraylılık analizinde doğrusal olmayan yenilme ölçütlerinin kullanımı, 193
8.6.3 Bishop ve Janbu analiz yöntemlerine örnek, 193
8.6.4 Dairesel yenilme duraylılık analizi için bilgisayar programları, 195
8.6.5 Üç boyutlu dairesel yenilme analizi, 196
8.6.6 Sayısal şev duraylılık analizi, 196
8.7 Örnek problem 8.1: Dairesel yenilme analizi, 197

9 Devrilme yenilmesi, 200
9.1 Giriş, 200
9.2 Devrilme yenilmesi çeşitleri, 200
9.2.1 Blok devrilmesi, 200
9.2.2 Fleksürel devrilme, 201
9.2.3 Blok-fleksür devrilmesi, 202

9.2.4 İkincil devrilme biçimleri, 202
9.3 Blok devrilme yenilmesinin kinematiği, 204
9.3.1 Blok şekli deneyi, 204
9.3.2 Katman-arası kayma deneyi, 204
9.3.3 Blok yönelim deneyi, 205
9.4 Basamaklı bir taban üzerindeki devrilmenin sınır denge analizi, 205
9.4.1 Blok geometrisi, 206
9.4.2 Blok duraylılığı, 207
9.4.3 Bir blok sisteminin devrilme duraylılığını hesaplama prosedürü, 209
9.4.4 Bir şevi stabilize etmek için gerekli kablo kuvveti, 210
9.4.5 Devrilme yenilmelerinin sınır denge analizi için emniyet katsayısı, 210
9.4.6 Devrilmenin sınır denge analizine örnek, 211
9.4.7 Devrilme yüzeylerine dış kuvvetlerin uygulanması, 213
9.5 Fleksürel devrilmenin duraylılık analizi, 214
9.6 Örnek problem 9.1: devrilme yenilmesi analizi, 216

10 Sayısal analiz, 218
10.1 Giriş, 218
10.2 Sayısal modeller, 220
10.2.1 Eklem malzeme modelleri, 221
10.2.2 Kaya kütlesi malzeme modelleri, 221
10.3 Modelleme problemleri, 224
10.3.1 İki boyutlu ve üç boyutlu analizler, 224
10.3.2 Sürekli ortam ve süreksiz ortam modelleri, 226
10.3.3 Uygun zon boyutunun seçilmesi, 226
10.3.4 Başlangıç koşulları, 226
10.3.5 Sınır koşulları, 228
10.3.6 Su basıncının dikkate alınması, 229
10.3.7 Kazıda işlem sıralaması, 231
10.3.8 Sonuçların yorumlanması, 231
10.4 Tipik duraylılık analizi, 231
10.4.1 Kaya kütlesi yenilmesi, 232
10.4.2 Düzlemsel yenilme – şev yüzeyini kesen ve kesmeyen durumlar, 233
10.4.3 Kama tipi yenilme – şev yüzeyini kesen ve kesmeyen durumlar, 234
10.4.4 Devrilme yenilmesi – blok ve fleksürel, 235
10.4.5 Fleksürel kemerlenme yenilmesi, 237
10.5 Özel konular, 237
10.5.1 Güçlendirme, 237
10.5.2 Zamana bağlı davranış, 239
10.5.3 Dinamik analiz, 243

11 Patlatma, 245
11.1 Giriş, 245
11.2 Patlayıcılarla kaya çatlatma mekanizması, 246
11.3 Üretim patlatması, 247
11.3.1 Patlayıcı özellikleri, 248
11.3.2 Palye yüksekliği, 249

11.3.3 Örtü, 250
11.3.4 Patlayıcı delik çapı, 251
11.3.5 Kayanın doğası, 251
11.3.6 Alt sondaj delik derinliği, 252
11.3.7 Tıpalama, 252
11.3.8 Delik açıklığı, 253
11.3.9 Delik ateşleme sıralaması, 253
11.3.10 Parçalara ayırma, 255
11.3.11 Bir patlatmanın değerlendirilmesi, 256
11.4 Duraylılığı arttırmak için kontrollü patlatma, 257
11.4.1 Ön-makaslama ve yastık patlatması, 257
11.4.2 Delme, 259
11.4.3 Patlayıcı yükü, 260
11.4.4 Tıpalama, 260
11.4.5 Açıklık ve örtü, 161
11.4.6 Delik ateşleme sıralaması, 261
11.5 Patlatma hasarı ve kontrolü, 262
11.5.1 Yer titreşimiyle oluşan hasar, 263
11.5.2 Fırlayan kayaların kontrolü, 269
11.5.3 Hava basıncı ve gürültünün kontrolü, 270
11.6 Örnek problem 11.1: Patlatma tasarımı, 273
11.7 Örnek problem 11.2: Kontrollü patlatma tasarımı, 274
11.8 Örnek problem 11.3: Patlatma hasarının kontrolü, 275

12 Kaya şevlerinin stabilizasyonu, 276
12.1 Giriş, 276
12.2 Kaya düşmelerinin nedenleri, 277
12.3 Kaya şev stabilizasyon programları, 279
12.3.1 Stabilizasyon programlarının planlanması, 279
12.3.2 Kaya şevleri envanter sistemleri, 279
12.3.3 Tehlike puanlama ölçütleri, 280
12.3.4 Şev envanterinin veri tabanı analizi, 282
12.3.5 Yüksek öncelikli sahaların seçimi, 282
12.3.6 Stabilizasyon önlemlerinin seçimi, 283
12.4 Kaya güçlendirmesi şeklinde iyileştirme, 286
12.4.1 Kesme dişleri, 287
12.4.2 Kaya ankrajları, 287
12.4.3 Reaksiyon duvarı, 300
12.4.4 Püskürtme beton, 301
12.4.5 Payandalar, 303
12.4.6 Drenaj, 304
12.4.7 “Yerinde patlatma” payandaları, 306
12.5 Kayayı hafrederek yapılan stabilizasyon, 306
12.5.1 Yeniden eğimlendirme ve yük boşaltma, 307
12.5.2 Traşlama, 308
12.5.3 Rötuşlama, 308
12.5.4 Kaya Hafriyatı İşlemleri, 308

12.6 Kaya düşmelerine karşı koruma önlemleri, 309
12.6.1 Kaya düşmesinin modellenmesi, 309
12.6.2 Hendekler, 310
12.6.3 Bariyerler, 312
12.6.4 Kaya tutma çitleri ve sönümleyiciler, 315
12.6.5 Perdeli ağ, 317
12.6.6 Uyarı çitleri, 317
12.6.7 Kaya sundurmaları ve tüneller, 318

13 Hareket izleme, 320
13.1 Giriş, 320
13.2 Şev hareketi çeşitleri, 322
13.2.1 Başlangıç tepkisi, 322
13.2.2 Gerilemeli ve ilerlemeli hareket, 322
13.2.3 Uzun dönem kripi, 324
13.3 Yüzey izleme yöntemleri, 324
13.3.1 Yarık genişliğini izleme sistemleri, 325
13.3.2 Topoğrafik ölçümler, 326
13.3.3 Lazer görüntülemesi, 327
13.3.4 Tiltmetreler, 327
13.3.5 Küresel konumlama sistemi, 327
13.3.6 Sentetik açıklıklı radar, 327
13.4 Yeraltı izleme yöntemleri, 327
13.4.1 Kuyu probları, 328
13.4.2 Zaman alanı reflektometrisi, 328
13.4.3 İnklinometreler, 328
13.5 Veri yorumlama, 329
13.5.1 Zaman-hareket ve zaman-hız diyagramları, 329
13.5.2 Şev yenilme mekanizmaları, 332

14 İnşaat mühendisliği uygulamaları, 334
14.1 Giriş, 334
14.2 Arazi örneği I – Hong Kong: Düzlemsel yenilme için iyileştirme önlemi seçenekleri, 334
14.2.1 Sahanın tanımlanması, 334
14.2.2 Jeoloji, 334
14.2.3 Kaya kesme dayanımı, 335
14.2.4 Yeraltı suyu, 335
14.2.5 Duraylılık analizi, 335
14.2.6 Stabilizasyon seçenekleri, 339
14.3 Arazi örneği II – Düzlemsel yenilmenin kablolu ankrajlaması, 341
14.3.1 Sahanın tanımlanması, 341
14.3.2 Jeoloji, 342
14.3.3 Kaya kesme dayanımı, 342
14.3.4 Yeraltı suyu, 343
14.3.5 Depremler, 344
14.3.6 Duraylılık analizi, 344
14.3.7 Stabilizasyon yöntemi, 345

14.3.8 İnşaat sorunları, 347
14.4 Arazi örneği III – Köprü abatmanında kamanın stabilizasyonu, 348
14.4.1 Sahanın Tanımlanması, 348
14.4.2 Jeoloji, 348
14.4.3 Kaya dayanımı, 349
14.4.4 Yeraltı suyu, 349
14.4.5 Depremsellik, 350
14.4.6 Dış kuvvetler, 350
14.4.7 Duraylılık analizi, 350
14.5 Arazi örneği IV – Kaya düşme hendeği kazılarının dairesel yenilme analizi, 352
14.5.1 Sahanın Tanımlanması, 352
14.5.2 Jeoloji, 353
14.5.3 Yeraltı suyu, 353
14.5.4 Kaya kesme dayanımı, 353
14.5.5 Hendek ve şev tasarımı, 354
14.5.6 İnşaat sorunları, 354
14.6 Arazi örneği V – Devrilme yenilmesinin stabilizasyonu, 355
14.6.1 Sahanın Tanımlanması, 355
14.6.2 Jeoloji, 355
14.6.3 Kaya dayanımı, 355
14.6.4 Yeraltı suyu, 355
14.6.5 Duraylılık koşulları, 355
14.6.6 İyileştirme yöntemi, 356

15 Madencilik uygulamaları, 357
15.1 Giriş, 357
15.2 Örnek 1 – porfir çökelleri, 357
15.2.1 Tasarım konuları, 358
15.2.2 Mühendislik jeolojisi, 358
15.2.3 Kaya dayanımı ve kompetans, 358
15.2.4 Hidrojeoloji, 359
15.2.5 Şev duraylılık analizleri ve şev tasarımı, 359
15.3 Örnek 2 – stratigrafik kontrollü çökeller, 361
15.3.1 Tasarım konuları, 361
15.3.2 Mühendislik jeolojisi, 361
15.3.3 Kaya dayanımı ve kompetans, 362
15.3.4 Hidrojeoloji, 363
15.3.5 Yapısal alanlar, 363
15.3.6 Kinematik analiz, 363
15.3.7 Duraylılık analizleri, 364
15.3.8 Şev tasarımı kavramları, 365
15.3.9 Geçici tasarım, 367
15.4 Örnek 3 – Zayıf bir kaya kütlesinde derin oturaklı deformasyon, 368
15.4.1 Tasarım ve işletme konuları, 368
15.4.2 Mühendislik jeolojisi, 369
15.4.3 Kaya dayanımı ve kaya kütlesi kompetansı, 370
15.4.4 Hidrojeoloji ve şevin basıncını azaltma önlemleri, 370

15.4.5 Şev duraylılık analizleri, 371
15.4.6 Şev tasarımı ve işletme idareciliği, 372
15.5 Örnek 4 – Bir kompetan kaya kütlesinde genel şev tasarımı, 372
15.5.1 Tasarımla ilgili hususlar, 372
15.5.2 Mühendislik jeolojisi, 373
15.5.3 Kaya dayanımı ve kompetans, 373
15.5.4 Hidrojeoloji, 374
15.5.5 Şev performansı, 374
15.5.6 Şev duraylılık analizleri, 375
15.5.7 Uygulamaya koyma ve devamlı değerlendirme, 375
15.6 Sonuç, 376

Ek I Yapısal jeoloji verilerinin elle çizimi için stereonetler, 377
I.1 Giriş, 377
I.2 Kutupların çizilmesi, 377
I.3 Kutup konsantrasyonlarının konturlanması, 377
I.4 Büyük dairelerin çizilmesi, 377
I.5 Arakesit çizgileri, 378

Ek II Kaya kütlelerindeki süreksizliklerin nicel tanımlaması, 381
II.1 Giriş, 381
II.2 Kaya kütlesi karakterizasyon parametreleri, 381
II.2.1 Kaya malzemesi tanımı, 381
II.2.2 Süreksizlik tanımı, 383
II.2.3 Dolgu tanımlanması, 389
II.2.4 Kaya kütlesi tanımlanması, 389
II.2.5 Yeraltı suyu, 392
II.3 Arazi haritalama formları, 394

Ek III Kama duraylılığı için kapsamlı çözüm, 397
III.1 Giriş, 397
III.2 Analiz yöntemleri, 397
III.3 Analizin sınırlamaları, 398
III.4 Çözümün amacı, 398
III.5 Notasyon, 399
III.6 Hesaplamaların Sırası, 400

Ek IV Dönüşüm faktörleri, 406

Kaynaklar, 409
İndeks, 425

Giriş

Okuyucularımızın bu kitap ile Dr. Evert Hoek ve Dr. John Bray tarafından yazılan *Kaya Şev Mühendisliği* kitabı arasındaki benzerliği yakalayacakları şüphesizdir. Mevcut kitabın aşağıda açıklanan kökeni ve gelişiminin iki kitap arasındaki ilişkiyi ortaya koymada yardımcı olacağını umuyoruz.

Kaya Şev Mühendisliği kitabı Londra'daki Madencilik ve Metalurji Enstitüsü tarafından üç baskı şeklinde (1974, 1977 ve 1981) yayınlanmıştır. Giderek artan açık ocak derinlikleri için tasarım yöntemleri geliştirme ile ilgili ihtiyaçlara bir cevap olarak, Londra Üniversitesi'nin kitabı için ilk araştırmanın mali desteği madencilik sanayiinden gelmiştir. Düşük tenörlü maden yataklarının ekonomik olarak işletilmesini mümkün kılan yüksek üretim sondajları, kazıcılar ve kamyonların ilk nesli 1960'lar ve 1970'lerde ortaya çıkmış olup, bunun sonucunda açık maden ocaklarının boyutlarında önemli artışlar meydana gelmiştir. *Kaya Şev Mühendisliği*'nde önce madencilik için geliştirilen araştırma ve tasarım teknikleri kısa zaman içinde inşaat mühendisliğine uyarlanmıştır. İnşaat mühendisliği uygulamalarında şev yüksekliği açık ocaklardakinden çok düşük olsa da, kaya düşmeleri ve genel duraylılık açısından ileri düzeyde bir güvenilirlik gereklidir. Kaya şevlerini tasarlamada iyi gelişmiş yöntemleri temsil eden bir kitap ihtiyacını karşılamada Hoek ve Bray'in kitabı dünyanın değişik yerlerinde muntazam olarak satılmaya devam etmektedir; ayrıca çok sayıda dile tercümesi yapılmıştır.

Bu kitabın yazarlarından biri (DCW) özellikle karayollarına uygulanabilir bir kaya şev tasarım ve inşaat kılavuzu hazırlamak üzere 1980 yılında Washington'daki Federal Karayolu İdaresi (FHWA) adına bir çalışma başlatmıştır. DCW o zaman Dr. Hoek ile çalışıyordu; Dr. Hoek kendi kitabı olan *Kaya Şev Mühendisliği*'nin bu amaç için uyarlanabileceğini âli-cenap bir şekilde önermiştir. Şev stabilizasyonu ve hareket gözleme bölümleri hariç; kılavuz, orijinal kitaptaki konuları büyük benzerlikle içermiştir. Karayolu jeoteknik mühendisliğinin onbir bileşenli bir serisinin bir parçası olarak FHWA ile 1996 yılında ikinci bir anlaşma yapılmış ve kılavuzun önemli ölçüde güncelleşmesinde bu fırsattan yararlanılmıştır. Kılavuzlar, Ulusal Karayolu Enstitüsü'nün A.B.D.'ndeki karayolu mühendisleri için tertiplediği kurslarda başlıca öğretim malzemesi olarak kullanılmış; bugüne kadar da 40 kadar kursta sunulmuştur.

FHWA kılavuzlarının karayolu mühendisliği ile ve kursa katılanlarla kısıtlı olduğu düşüncesinden dolayı, inşaat ve madencilik uygulamaları da dahil olacak şekilde, 2001 yılında kitabın kaya şev mühendisliğini daha geniş bir şekilde kapsamak üzere güncelleştirilmiş yeni bir sürümünün hazırlanmasına karar verilmiştir. Bu adımı atmak için çok sayıda kurum ve kişilerden izin alma ve işbirliği yapma zorunluluğu vardı. Yardım ve teşviklerinden dolayı Ulusal Karayolu İdaresi'nden bay Jerry DiMaggio, Ulaşım Araştırma Kurulu'ndan Dr. G. P. Jayaprakash ve New York'taki Parsons Brinckerhoff Quade and Douglas (PBQD) kuruluşundan Dr. George Munfakh'e derin şükranlarımızı sunarız.

Elbette ki, bu çalışmaya en önemli katkıyı sağlayan kişi, yeni çalışma için temel olarak *Kaya Şev Mühendisliği*'ni almamıza âli-cenap bir şekilde razı olan Dr. Evert Hoek'tan başkası değildi. Dr.

Hoek'un yaşadığı yer bize yakın olduğundan, içerik ve yöntemlerin ayrıntılarını ve genel yaklaşımı üzerine kendileriyle bir dizi tartışma yapmak mümkün olmuştur. İki yıl içinde Dr. Hoek'tan aldığımız değerli yardımlar ve ayrıca kaya şev mühendisliği için temel prosedürlerin ortaya konmasında öncü çalışmalar için minnettarız.

Itasca Corporation'dan Dr. Lorin Lorig ve Mr. Pedro Varano ile Piteau Associates Engineering'den Mr. Alan Stewart ve mesai arkadaşları da önemli katkılarda bulunmuşlardır. Dr. Lorig ve Mr. Varona sayısal analizle ilgili 10. Bölüm'ü ve Piteau personeli de açık ocak madenciliği konusundaki 15. Bölüm'ü yazmışlardır. En iyi şekilde yazılmasının ancak sahasında uzman kişilerce mümkün olabileceğini düşündüğümüz bu iki bölüm için özverili katkılarından dolayı adı geçen şahıslara teşekkür ederiz.

Bu kitabı yazmadaki amaçlarımızdan biri, 1974 baskısı için geliştirilen temel şev tasarım yöntemleri halen geçerli olduğundan, *Kaya Şev Mühendisliği*'nin orijinal içeriğinin çoğunu korumaktır. Kullandığımız yaklaşım, orijinal çalışma içerisinde kalmak suretiyle, geçen 30 yıl içinde kaya şev tasarımı ve inşaatı projelerinde sağlanan teknik gelişme ve deneyimlerden yararlanma şeklindedir. Bu yaklaşım sayesinde, Hoek ve Bray ile aşina olanların aradıklarını bu kitapta kolayca bulabilmeleri için, *Kaya Şev Mühendisliği*'nin yapısı korunabilmiştir. Bu kitabı genel anlamda güncelleştirmeye ek olarak, aşağıda liste halinde verilen ana konular eklenmiştir:

- *Jeolojik veri toplama* – Yapısal jeoloji için International Society of Rock Mechanics'in terminolojisi Bölüm 3'de ve Ek II'de verilmiştir.
- *Kaya kütlesi dayanımı* – Hoek-Brown kaya kütlesi dayanımı kriterinin 2002 sürümü Bölüm 4'te sunulmuştur.
- *Depremler* – Sismik bölgelerdeki şevler için depremlerin şev duraylılığı ve tasarım yöntemlerine etkisi Bölüm 6'da tanımlanmıştır.
- *Probabilistik ve Yük ile Direnç Faktörü tasarım* (LRFD) *yöntemleri* – Probabilistik ve LRFD tasarımın ana ilkeleri Bölüm 1'de sunulmuştur; Bölüm 6'da probabilistik tasarım ile ilgili bir örnek verilmiştir.
- *Sayısal analiz* – 10. Bölüm, sayısal analiz yöntemlerinin şev tasarımında kullanımını tanımlayan yeni bir bölümdür.
- *Üretim patlatması* – Üretim patlatmalarında kullanılan tasarımların güncelleştirilmiş yöntemleri Bölüm 11'e eklenmiş olup, bu bölümde ayrıca nihai duvar yüzeyleri ve patlatma alanı dışındaki hasarın kontrolü için patlatma yöntemleri verilmiştir.
- *Şev stabilizasyonu ve kaya düşmesine karşı koruma* – Bölüm 12; kaya şev tehlike değerlendirmesi, şev güçlendirme ve hendek, çitler ve sundurma gibi kaya düşmesini önleme yöntemlerini tanımlayan yeni bir bölümdür.
- *Şev hareketinin gözlenmesi* – Yüzey ve yeraltı hareketini gözleme yöntemleri ve veri yorumlaması Bölüm 13'de açıklanmıştır.
- *İnşaat mühendisliğinde örnek çalışmalar* – Düzlem, kama, dairesel ve devrilme tipi yenilmelerle ilgili örnekler Bölüm 14'de verilmiştir.
- *Açık ocak madenciliği için örnek çalışmalar* – Değişik jeolojik ortamlardaki açık ocak şevi tasarımı ile ilgili dört arazi örneği Bölüm 15'de tanımlanmıştır.

Kitapta sunulan bazı konuların *Kayadaki Temeller ve Heyelanlar: İnceleme ve Stabilizasyon* kitabındakine çok benzediği dikkatinizi çekmiş olabilir. Zamanla çok fazla değişmeyen kaya mekaniği esaslarını tartışırken bu tekrarın yapılması kaçınılmazdır.

Bu çalışmadaki katkılarından dolayı Dr. Hoek'a ek olarak çok sayıda kişiye şükranlarımızı belirtmek isteriz. Çizimleri Ms. Sonia Skermer ve Mr. George Gorczynski hazırlamış; Ms. Glenda Gurtina da orijinal FHWA kılavuzunu hazırlamış ve kitabın çoğu karmaşık kısımları üzerinde

çalışmıştır. Sismik tasarım konusunda Dr. Randy Jibson ve Dr. Upul Atukorala tarafından sağlanan değerli katkılar ve Rio Tinto Ltd.'nin temin ettiği fotoğraflar takdire şayandır. Washington DC'deki FHWA, Kanada Pasifik Demiryolları ve British Columbia Ulaşım Bakanlığı'nın uzun süren destekleri için minnettarız.

Son olarak, çok sayıda projede birlikte çalışmış olduğumuz meslektaşlarımıza, jeoteknik mühendislerine ve yüklenicilere teşekkür ederiz. Birlikte kazandığımız deneyimler bu kitapta özetlenmeye çalışılmıştır.

Duncan C. Wyllie
www.wnrockeng.com

Christopher W. Mah
www.cmrockeng.com
Vancouver, Kanada 2003

Önsöz

Kaya şev mühendisliği konusundaki çalışmalarım otuz yıldan daha uzun bir zaman önce Londra'daki Imperial College of Science and Technology'de kaya mekaniği profesörü olduğum zaman başlamıştır. Bu konu üzerinde dört yıllık bir araştırma projesi dünyanın değişik yerlerindeki 23 kadar madencilik şirketi tarafından desteklenmiş olup, düşük tenörlü maden yataklarının işletilmesinde giderek daha fazla önem kazanan büyük ölçekli açık ocak madenlerindeki kaya şevleri için tasarım yöntemleri geliştirme ihtiyacı ile motive edilmiştir. Meslekdaşım Dr. John Bray ile birlikte kaleme aldığım *Kaya Şev Mühendisliği* ilk kez 1974 yılında basılmış ve daha sonra 1977'de ve 1981'de olmak üzere gözden geçirilmiştir.

Kaya şev mühendisliği önemli bir konu olmakla birlikte, kişisel ilgi alanım tünel ve yeraltı kazılarına doğru değişmiştir. Duncan Wyllie ve Christopher Mah kaya şevleri üzerine yeni bir kitap hazırlama isteklerini bildirdikleri zaman bunun mükemmel bir adım olacağını düşündüm. Başlıca inşaat mühendisliği projeleri olmak üzere, kaya şev mühendisliği uygulamalarında uzun zamandır çalışmakta olan Wyllie ve Mah aynı zamanda analiz ve stabilizasyon yöntemlerindeki son gelişmelerin de farkındadırlar. *Kaya Şev Mühendisliği*'nden FHWA için kaya şev tasarımı kılavuzu olarak geliştirdikleri çalışma kendisi giriş kısımlarında tanımlanmış olup, burada tekrar edilmeyecektir.

Yaptığım çalışmadaki orijinal kavramların tamamını içeren ve kaya şev mühendisliği ile ilgili tüm konuları kapsamlı olarak ele alarak genişletilmiş bu referans kitapta hem maden hem de inşaat mühendisliği için önemli miktarda malzeme ile birlikte arazi örnekleri sunulmuştur. Bu nedenle, öğrenciler ve tasarımcılar için gelecekte daha uzun bir süre önemli bir temel ve pratik bilgi kaynağı olacağına inanıyorum.

Yazarların bu kitabı bir an önce çıkarmalarını öneriyor ve bir kopyasının kendi kütüphanemde yer almasını dört gözle bekliyorum.

Evert Hoek
Vancouver, Canada

Notasyon

A	Düzlem alanı (m^2)
a	Kaya kütlesi dayanımı için malzeme sabiti; yer ivmesi (m/s^2)
B	Patlatma delikleri için örtü mesafesi (m)
b	Şev tepe noktası gerisindeki çekme çatlağı mesafesi (m); eklem açıklığı (m)
C_d	Dispersiyon katsayısı
D	Kaya kütlesi dayanımı için örselenme faktörü; derinlik (m)
d	Çap (mm)
E_m	Kaya kütlesi için deformasyon modülü
e	Eklem yarık genişliği (mm)
F	Şekil faktörü
F_s	Emniyet katsayısı
GSI	Jeolojik dayanım indeksi
g	Yerçekimi ivmesi (m/s^2)
H	Şev yüksekliği (m)
h	Referans düzlemi üzerindeki su seviyesi yükü (m)
i	Yüzey düzensizlikleri için pürüzlülük açısı (derece)
JRC	Eklem pürüzlülük katsayısı
K	Yığınsal modül (GPa); hidrolik iletkenlik (cm/s^{-1}); paslanma için hizmet ömrü sabiti (μm); şev hareketi hız sabiti
k	Sismik katsayı; patlatma titreşimleri için atenasyon sabiti
L	Tarama çizgisi veya yüzeyi uzunluğu, kuyu derinliği
l	Süreksizliğin devamlılığı (m); birim vektör
m	Birim vektör
m_b	Kaya kütlesi dayanımı için malzeme sabiti
m_i	Taze kaya için malzeme sabiti
N	Eklem veya okuma sayısı
n	Birim vektör; devrilen blok sayısı
P	Olasılık
p	Basınç (kPa)
Q	Dış yük (kN)
R	Bileşke vektörü; delik yarıçapı (mm)
r	Piyezometre yarıçapı (mm)
S	Şekil faktörü; patlatma delikleri için yüzey açıklığı (m)
SD	Standart sapma
s	Süreksizlik açıklığı (m); kaya kütlesi dayanımı için malzeme sabiti
T	Kaya ankrajı çekme kuvveti (kN)
t	Zaman (s, yıl)

U	Kayma düzleminde su basıncından dolayı kaldırma kuvveti (kN)
V	Çekme çatlağında su basıncından dolayı itki kuvveti (kN); sismik dalgaların hızı (m/s); şev hareketinin hızı
W	Kayan kütlenin ağırlığı (kN); her bir rötar için patlayıcı ağırlığı (kg)
X	Eleman kalınlık kaybı, paslanma (μm)
z	Çekme çatlağı derinliği (m)
z_w	Çekme çatlağında suyun derinliği (m)
α	Düzlemin eğim yönü (derece)
β	Patlatma titreşimleri için atenasyon sabiti
Δx	Devrilmede blok genişliği, dairesel yenilmede dilim genişliği (m)
δ	Yerdeğiştirme (mm)
ε	Isısal genleşme katsayısı (her ^{0}C için)
ϕ	Sürtünme açısı (derece)
γ	Birim ağırlık (kN/m^3)
μ	Poisson oranı
σ	Normal gerilme (kPa)
σ_{cm}	Kaya kütlesinin basınç dayanımı (kPa)
σ_{ci}	Taze kayanın basınç dayanımı (kPa)
σ'_1	Majör asal efektif gerilme (kPa)
σ'_3	Minör asal efektif gerilme (kPa)
τ	Kesme gerilmesi
ψ	Düzlem eğimi (derece)
ν	Suyun viskozitesi (m^2/s)

Not

Burada sunulan öneriler ve prosedürlerin genel bir kılavuz olması amaçlanmıştır; herhangi bir tasarımda, raporda, şartnamede veya inşaat prosedüründe kullanılmadan önce tamamen bu bakış açısından değerlendirilmelidirler. Buna göre, kitabın hazırlanmasında her türlü özen gösterilmiş olsa bile, yazarlar ve yayıncı bunların kullanımından dolayı herhangi bir sorumluluk taşımaz.

Bölüm 1

Kaya Şev Tasarımı İlkeleri

1.1 Giriş

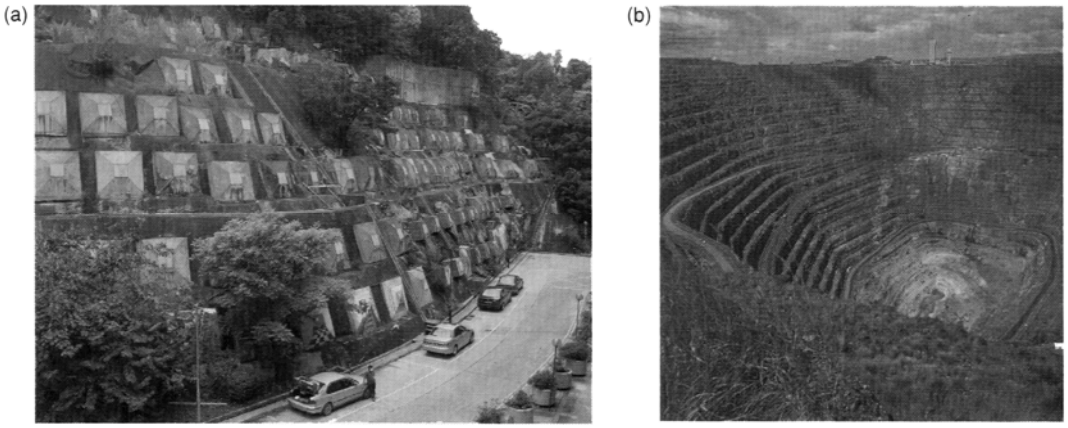
Değişik mühendislik faaliyetleri kayalarda yarma kazıları gerektirmektedir. İnşaat mühendisliği projeleri karayolu ve demiryolu gibi ulaşım sistemlerini, enerji üretimi ve su temini için barajları ve endüstriyel ve kentsel gelişimi içerir. Madencilikte ise, açık ocaklar dünya maden üretiminin önemli bir kısmını teşkil eder. Açık ocakların boyutları yüksek tenörlü bazı madenlerde ve kentsel alanlardaki taş ocaklarında birkaç hektar genişlik ile 100 m'den daha az derinlikten, düşük tenörlü madenler için yüzlerce hektar alandan 800 m derinliğe kadar değişim göstermektedir. Bu ocakların genel şev açısı sığ ocaklardaki iyi kaliteli kayalarda yaklaşık düşeyden, kötü kaliteli kayalarda 30^0'den daha az açılar arasında değişmektedir.

Şekil 1.1'de iki tipik kaya şevi görülmektedir. Şekil 1.1(a)'da görülen şev, yüzey açısı yaklaşık 60^0 olan ve ankraj yükünü yüzeye dağıtmak üzere yaklaşık 1 m^2'lik donatılı beton tablalarla birlikte kullanılan gerdirmeli ankrajlarla desteklenen bir kaya yarmasıdır. Ankrajlar arasında bozuşma ve gevşemeyi önlemek üzere, şev ayrıca püskürtme beton ile kaplanmıştır. Su kontrol önlemleri püskürtme betonda barbakanları ve palye ile şev aşağı yüzeyde su toplamak üzere drenaj kanallarını içermektedir. Destek, şevin tamamının uzun dönem duraylılığını sağlamak ve trafik için tehlikeli olabilecek kaya düşmelerini en aza indirmek üzere tasarlanmıştır. Şekil 1.1(b)'de Güney Afrika'da 830 m derinliğinde ve genel şev açısı da $45\text{-}50^0$ olan Palabora açık ocak işletmesi görülmektedir; bu ocak, dünyadaki en derin ve şevleri en dik açılı çukurlardan biridir (Stewart vd., 2000). Ocağın üst kısmına ikili bir rampa sistemi ile girilmektedir; ocağın alt kesimlerinde rampa sayısı bire iner.

İnsan eliyle gerçekleştirilen kazılardan başka, dağlık alandaki doğal kaya yamaçların duraylılığı da ilgi konusu olabilir. Sözgelimi, nehir vadilerinde inşa edilmesi gereken karayolları ve demiryolları böyle yamaçların altında yer alabilir veya topuğunda kazılabilir; bu durum ise duraylılığa zarar verebilir. Doğal kaya yamaçların duraylılığını etkileyebilecek faktörlerden biri, bölgesel tektonik yapıdır. Arazi yükseliminin hızlı olduğu ve su yollarının topuk aşındırması yaptığı yerlerde depremlerin de yamacı gevşetme ve yerdeğiştirme etkisiyle birlikte emniyet katsayısı sadece birin biraz üzerinde olabilir. Böyle koşullar Pasifik kenarı, Himalayalar ve orta Asya gibi sismik açıdan aktif bölgelerde bulunur.

Kaya şevleri için gerekli duraylılık koşulları proje tipine ve yenilme sonundaki etkilere bağlı olarak değişir. Meselâ, yoğun trafiği olan karayolları yukarısındaki kazılarda tüm yamacın duraylı olması ve trafik şeritlerine kadar inebilen kaya düşmesi sayısının da olabildiğince az olması gerekir. Bu durum çoğu zaman inşaat sırasında hem kontrollü patlatma yapılmasını hem de kaya ankrajları gibi iyileştirme önlemlerinin alınmasını gerektirir. Bu tür iyileştirme önlemlerinin ömrü iklime ve kaya kötüleşme derecesine bağlı olarak sadece 10-30 yıl arasında olduğundan, uzun dönemde periyodik bakım gerekebilir. Bunun tersine, açık ocak madenlerindeki şevler emniyet katsayısı genellikle 1,2-1,4 arasında olacak şekilde tasarlanır ve madenin ömrü boyunca şevde bir

miktar hareket ve kısmen yenilme olması kabul edilir. İşin doğrusu, optimum bir şev tasarımı, işlemler tamamlandıktan kısa süre sonra yenilen şevdir.



Şekil 1.1 Kaya şevlerine örnekler: (a) Hong Kong'da gerdirmeli kaya ankrajları, donatılı beton tepki blokları ve püskürtme beton ile desteklenen bir şev (fotoğraf: Gary Fu) ve (b) Güney Afrika'da 800 m derinlikteki Palabora açık bakır maden işletmesi (fotoğraf: Rio Tinto Ltd. İzniyle).

Kazı şevlerinin tasarımında, şevin yönelimini kazıda karşılaşılan jeolojik koşullara göre ayarlama esnekliği fazla değildir. Sözgelimi, bir karayolu tasarımında hattın yönelimi başlıca yol kenarı, eğim ve düşey ile yatay eğrisellik gibi faktörler tarafından kontrol edilir. Bu nedenle, şev tasarımında karayolu boyunca karşılaşılan özel jeolojik koşullar hesaba katılmalıdır. Jeolojik koşulların şev tasarımını değiştirebileceği durumlarda şev tasarımı, hattın inşaat sırasında harekete geçebilecek bir heyelanı kestiği durumlarda güzergahın değiştirilmesini gerektirebilir. Açık ocak şev tasarımında ise, çukurluğun cevher gövdesi üzerinde bulunması gerektiği ortadadır; şev tasarımı ocak alanındaki jeolojik koşullara göre yapılmalıdır. Bu durum, ocak etrafında farklı şev tasarımları gerektirebilir.

Kaya şevleri için yaygın tasarım şartı, planlanan maksimum yüksekliğe uygun maksimum şev açısının belirlenmesidir. Tasarım süreci, duraylılık ve ekonomi arasında bir denge oluşturur. Bunun anlamı; kazılması gerekli kaya hacminin daha az, yol kenarının daha dar ve kazı yüzey alanının daha düşük olmasından dolayı, fazla eğimli şevlerin inşasının az eğimli olanlara göre maliyetinin daha düşük olması demektir. Ancak, fazla eğimli şevlerde hem genel şev duraysızlığı hem de projenin işletme ömrü sırasında kaya düşme riskini azaltmak için, kaya ankrajları ve püskürtme beton gibi kapsamlı iyileştirme önlemleri gerekli olabilir.

1.1.1 Kitabın Amacı

Kaya şevlerinin tasarımı jeoteknik verilerin derlenmesini, uygun tasarım yöntemlerinin kullanımını ve sahaya özgü özel koşullar için uygun kazı yöntemlerinin ve iyileştirme/koruma önlemlerinin icra edilmesini kapsar. Bu konuların hepsini dikkate almak üzere; kitap, sırayla tasarım verileri, tasarım yöntemleri ve kazı/destek prosedürleri olmak üzere üç ana bölüme ayrılmıştır. Her bir bölümde ele alınan ana konuların ayrıntıları aşağıdaki gibidir:

(a) Tasarım Verileri

- Yapısal jeolojinin en önemli olduğu *jeolojik veriler*. Bunun içerisinde süreksizliklerin yönelimi ile birlikte uzunluk, açıklık, pürüzlülük ve dolgu gibi süreksizlik özellikleri yer alır. Bu verilerin yorumlanması Bölüm 2'de, veri toplama yöntemleri de Bölüm 3'de ele alınmıştır.

- Kaya kütlelerindeki süreksizlik yüzeylerinin kesme dayanımı için en önemli parametre olan *kaya kütlesi dayanımı* ve daha az önemdeki kırıksız kaya sıkışma dayanımı (Bölüm 4).
- *Yeraltı suyu* koşulları şev içindeki olası yeraltı su seviyesini ve gerekli olduğu durumlarda da şevi drene etme prosedürlerini içerir.

(b) Tasarım Yöntemleri

- Kaya şevleri için tasarım yöntemleri *sınır denge analizi* ve *sayısal analiz* olmak üzere iki gruba ayrılır. Sınır denge analizinde şevin emniyet katsayısı hesaplanır ve düzlemsel, kama tipi, dairesel ve devrilme tipi yenilmeler için değişik prosedürler kullanılır; yenilme tipi şevin jeolojisine göre belirlenir (Bölümler 6-9). Sayısal analizde şev içinde gelişen gerilme ve birim deformasyonlar incelenir ve duraylılık, şev içindeki gerilmeler kaya dayanımı ile karşılaştırmak suretiyle değerlendirilir (Bölüm 10).

(c) Kazı ve Stabilizasyon

- Şev duraylılığı ile ilgili *patlatma* konuları üretim patlatmasını, nihai yüzeylerde kontrollü patlatmayı ve kentsel alanlarda yer sarsıntısına ve fırlayan kayaya karşı hasarı ve gürültüyü kontrol etmeyi kapsar (Bölüm 11).
- *Stabilizasyon* yöntemleri kaya ankrajları ve mini ankrajlarla kaya güçlendirmesini, rötuşlama ve traşlama patlatmasını içeren kaya hafriyatını ve hendek, çit ile sundurmaları içeren kaya düşmesi koruma önlemlerini içerir (Bölüm 12).
- Şev hareketinin *gözlenmesi* açık ocak madenciliğinde çoğu zaman şev idaresinin önemli bir kısmını oluşturur. Yüzey ve yeraltı gözleme yöntemleri ve derlenen verilerin yorumlanması Bölüm 13'de ele alınmıştır.
- Stabilizasyon yöntemleri ve hareket izleme programları da dahil olmak üzere, şev tasarım örneklerini tanımlayan *inşaat ve maden uygulamaları* sırayla Bölüm 14 ve 15'de ele alınmıştır. Bu örneklerde, daha önceki bölümlerde açıklanan tasarım prosedürleri görsel olarak ortaya konmuştur.

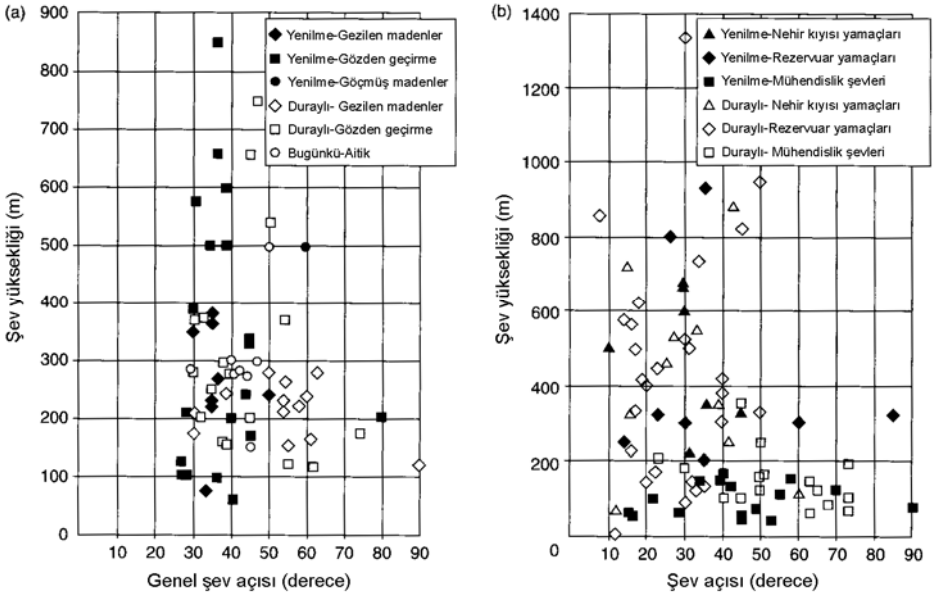
Kitapta ayrıca veri analizi ve tasarım yöntemlerini ortaya koyan bir dizi örnek verilmiştir.

1.1.2 Şev Yenilmelerinin Sosyo-ekonomik Sonuçları

Şevler ve yamaçlardaki yenilmeler kaya düşmelerini, genel şev duraysızlığını ve heyelanları ve ayrıca açık ocaklardaki şev yenilmelerini kapsar. Bu tür yenilmelerin sonuçları, yenilen kayanın kazılıp uzaklaştırılması gibi doğrudan bir maliyetten, muhtemelen bir dizi dolaylı maliyet içeren şev iyileştirmesine kadar değişebilir. Dolaylı maliyete örnekler, karayolu ve demiryollarında seyreden araçlarda hasar ve yolcularda yaralanma, trafikte gecikmeler, iş aksamaları, arazi değerinin azalmasından dolayı gelir vergisi kaybı ve nehirlerin kaymalarla bloke edildiği yerlerde su basması ve su kaynaklarına zarar gelmesi gibi hususları kapsar. Madenler durumunda ise, yenilen malzemenin kazılarak uzaklaştırılması yanında üretim kaybı ve ocağı tüm derinliğine kadar kazmanın mümkün olmadığı durumlarda cevher rezervlerinin olası kaybı söz konusu olabilir.

Şev yenilmesi maliyetinin en yüksek olduğu yerler, küçük kaymaların bile evleri tahrip ederek ulaşım hatlarını bloke edebildiği yoğun nüfuslu kentsel alanlardır (Transportation of Research Board, 1996). Bunun aksine, kırsal alanlardaki kaymalar, belki de tarım arazisi kaybından gelen kayıplar hariç, dolaylı maliyetler içerebilir. Ciddî anlamda ekonomik kayıp ile sonuçlanmış bir kaymaya örnek, 1983 yılında meydana gelen Thistle Heyelanı'dır (Utah, A.B.D.). Bu kayma sonucunda Spanish Fork Nehri'nde bir göl oluşmuştur. Demiryolları, karayolları ve Thistle kentinin su altında kaldığı bu olaydaki maddi hasar 200 milyon doları bulmuştur (University of Utah, 1985). Hem can kaybı hem de maddi kayıpla sonuçlanmış bir

kayma örneği, İtalya'daki 1963 Vaiont Heyelanı'dır. Baraj gölü içine kayan kütlenin oluşturduğu su dalgaları baraj gövdesi üzerinden aşmak suretiyle mansap kısmında beş köyü tahrip etmiş ve yaklaşık 2000 kadar can almıştır (Kiersch, 1963; Hendron ve Patton, 1985).



Şekil 1.2 Açık ocaklar, yamaçlar ve şevler için yükseklik ile eğim ilişkisi: (a) Açık ocaklar ve göçen madenler (Sjöberg, 1999) ve (b) Çin'de yapay şevler ve doğal yamaçlar [veriler, Chen'den (1995a,b)].

Kaya düşmeleri ve heyelanlara yüksek bedel ödeyen ülkelerden biri de Japonya'dır. Oldukça dağlık olan bu ülkede altyapı ileri derecede gelişmiş olup; yüksek yağış, donma-çözünme döngüleri ve depremlerden kaynaklanan yer sarsıntıları sık sık bu olayları tetiklemektedir. 1938 ile 1981 yılları arasında meydana gelen büyük heyelanlarda can kaybının 4834 ve yıkılan ev sayısının da 188.681 olduğu rapor edilmiştir (Ministry of Construction, Japan, 1983).

1.2 Kaya Şev Mühendisliğinin İlkeleri

Bu altbölümde, inşaat projeleri ve açık ocak madenciliğindeki kaya şev tasarımında göz önüne alınması gereken başlıca konular üzerinde durulmuştur. Bu iki tip proje arasındaki temel fark, şev yenilmesi ve hatta kaya düşmelerine çok ender durumlarda izin verilebildiği için, inşaat mühendisliğinde yüksek güvenilirlik derecesinin gerekli olmasıdır. Bunun aksine, üretimin aksamaması durumunda açık ocak madenlerinde bazı şev hareketleri kabul edilebilir iken, kaya düşmelerinin fazla bir etkisi yoktur.

Kaya şev tasarımı için bir çerçeve kaynak olarak doğal yamaçlar, inşaat mühendisliği şevleri ve açık ocak şevlerinin yüksekliği, eğim açısı ve duraylılık koşulları ile ilgili araştırma sonuçları Şekil 1.2'de verilmiştir (Chen, 1995a,b; Sjöberg, 1999). Yamaç ve şevler için en fazla eğimli ve en yüksek duraylı şevler arasında bir ilişki bulunduğundan bahsetmekte yarar vardır. Zayıf kaya veya olumsuz bir yapı şeklindeki koşullar alçak şevlerde bile duraysızlığa neden olabildiği için, grafikte ayrıca maksimum değerden daha düşük yüksekliklerde ve daha az eğimli şevlerde meydana gelen şok sayıda duraysızlığa da yer verilmiştir.

1.2.1 İnşaat Mühendisliği

Karayolu ve demiryolu gibi inşaat projelerindeki kaya yarmalarının tasarımında daha çok yapısal jeolojik ayrıntılar üzerinde durulur. Bunlar; kaya şevi arkasındaki eklem,

tabakalanma ve fayların yönelimleri ve (uzunluk, pürüzlülük ve dolgu gibi) özellikleridir. Meselâ, Şekil 1.3'de şevin tüm yüksekliği boyunca gözlenen ve yola doğru 50^0 eğimli düz tabakalanma yüzeyleri içeren şeyldeki bir yol yarması görülmektedir. Bu süreksizliklerin sürtünme açısı 20-25^0 arasında olduğundan, bu tabakalarda bundan daha yüksek eğimde bir şev açıldığı takdirde tabakalanma düzlemleri üzerinde kaya kaymaları kaçınılmaz olur; desteksiz olarak kazılabilecek en büyük şev açısı tabakalanma eğimine eşittir. Ancak, yol güzergahının, tabakalanma doğrultusu şev yüzeyine dik olacak şekilde (fotoğrafın sağına doğru) seçilmesi halinde, tabakalanma düzlemleri üzerinde kayma olması mümkün değildir; daha fazla eğimli şev inşa edilebilir.

Şekil 1.3 Louis Gölü (Alberta, Kanada) yakınında Trans Canada Karayolu üzerinde şeyldeki sürekli, düşük sürtünme açılı tabakalanma düzlemleri ile aynı yönelimde açılmış bir şev (fotoğraf: A. J. Morris).

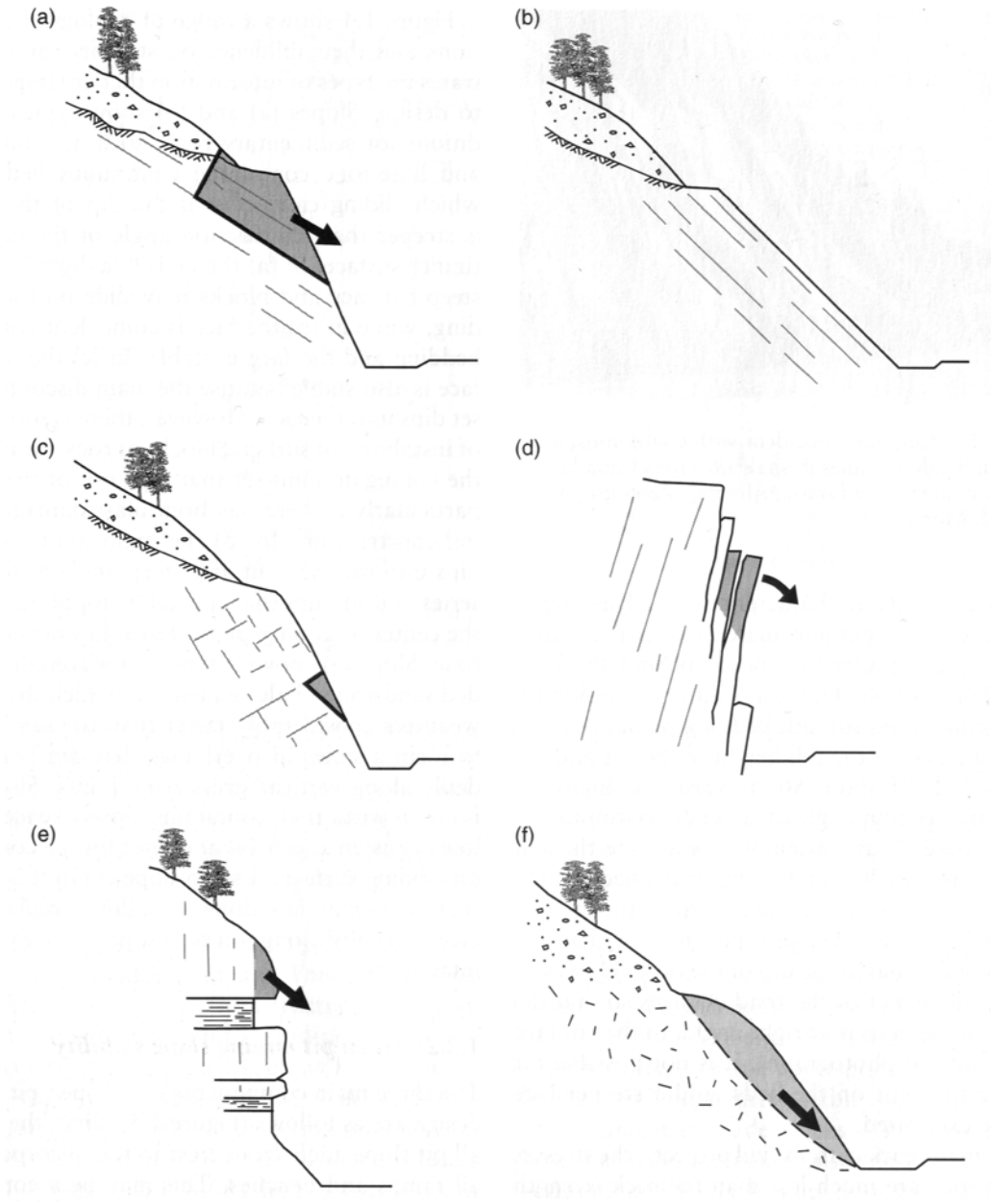
İnşaat projelerindeki çoğu kaya şevlerinde kayadaki gerilmeler kaya dayanımından az olup, kırıksız kayada çatlak oluşması konusu fazla önemli değildir. Bu nedenle, şev tasarımı başlıca süreksizliklerin oluşturduğu kaya bloklarının duraylılığı ile ilgilidir. Şev tasarımında dolaylı olarak kullanılan kırıksız kaya dayanımı, süreksizliklerin kesme dayanımı ve kaya kütlesinin yanında kazı yöntem ve maliyetleri ile ilgilidir.

Şekil 1.4'te bir dizi jeolojik koşul ile birlikte bunların duraylılık üzerine etkisi görülmektedir. Şekilde ayrıca şev tasarımı açısından önemli olan bilgiler sunulmuştur. (a) ve (b) şevlerinde kumtaşı ve kireçtaşı gibi sürekli tabakalanma içeren sedimenter kayalar için tipik koşullar verilmiştir. Tabakalanma eğim açısının süreksizlik yüzeyi sürtünme açısından büyük olması durumunda bu yüzeyler üzerinde kayma meydana gelir. (a)'da verilen çizimde tabakalanma düzlemleri şev yüzeyini kestiğinden, kayma meydana gelebilir; (b)'de ise, şev yüzeyi aynı zamanda tabakalanma yüzeyi olduğundan, yüzey duraylıdır. (c)'de ana süreksizlik takımının eğimi şev içine doğru olduğundan, genel şev yüzeyi duraylıdır. Ancak, özellikle inşaat sırasındaki patlatmalardan dolayı hasar meydana gelen durumlarda olmak üzere, şev dışına doğru eğimli eşlenik eklem takımlarının oluşturduğu yüzeysel bloklar duraysızlık riski taşıyabilir. (d)'deki şevde de ana eklem takımı şev içine doğru eğimli olsa da, eğimler daha fazla olduğu için bir dizi ince dilim oluşmaktadır. Bu dilimlerin ağırlık merkezlerinin dilim taban alanı dışına düştüğü yerlerde devrilme şeklinde yenilme meydana gelebilir. (e)'deki yamaçta tipik bir kumtaşı-şeyl ardalanması görülmektedir. Burada, şeyl kumtaşından daha hızlı bozuşmakta ve kumtaşında gerilme rahatlaması düşey çatlaklar boyunca aniden yenilen çıkıntılara neden olmaktadır. (f)'deki şev yakın aralıklı çatlaklar içeren zayıf kayada inşa edilmiştir. Bu çatlakların devamlılığı düşük olup, devamlı bir kayma yüzeyi oluşturmazlar. Bu zayıf kaya kütlesinde kazılacak fazlaca eğimli bir şev kısmen eklemler boyunca ve kısmen çatlaksız kayada olmak üzere sığ bir dairesel kayma yüzeyi boyunca yenilebilir.

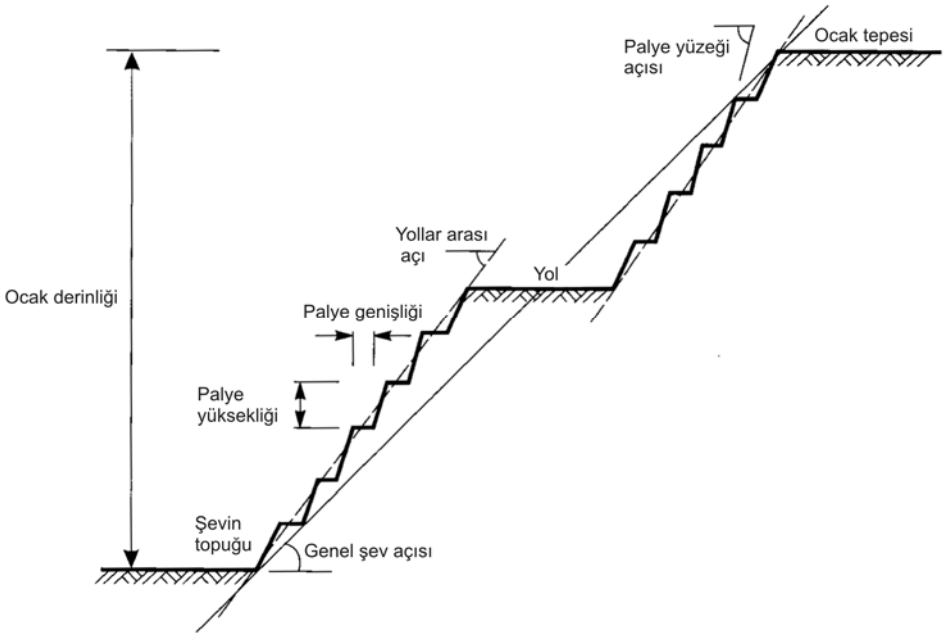
1.2.2 Açık Ocak Madenciliğinde Şev Duraylılığı

Bir açık ocak şev tasarımında üç ana bileşen söz konusudur (Şekil 1.5). Birincisi, şev tepesinden şev topuğuna kadar olan genel şev açısı tüm yol ve palyeleri içerir. Bu şev, daha zayıf olan yüzey malzemelerinde daha az eğimler ile birlikte daha derinde ve daha sağlam olan kayalarda daha fazla eğimler

içeren kompozit bir şev olabilir. Ayrıca, farklı jeolojik özellikleri ve yol koşullarını dikkate alacak şekilde, şev açısı ocak etrafında değişebilir. İkincisi, her bir rampa arasında bulunan ve rampa sayısı ile bunların genişliğine bağlı olan, yollar arasında bulunan şev veya şevlerdir. Üçüncüsü, bireysel palyeler veya çoklu palyeler arasındaki yüzey açılarının palyeler arasındaki düşey mesafeye ve küçük kaya düşmelerini tutmak için gerekli palye genişliğine bağlı olmasıdır.



Şekil 1.4 Jeolojik koşulların kaya şevlerin duraylılığına etkisi: (a) Potansiyel olarak duraysız – süreksizliklerin şev yüzünü kestiği durum; (b) duraylı şev – yüzey, süreksizliklere paralel kazılmış; (c) duraylı şev – süreksizliklerin eğimi şev içine doğru; (d) şev içine doğru yüksek eğimli ince katmanlarda devrilme tipi yenilme; (e) şeyl katmanlarındaki bozuşmanın sağlam kumtaşı katmanlarının altını oyarak çıkıntı oluşturması; (f) sık çatlaklı zayıf kayada sığ dairesel kayma potansiyeli.



Şekil 1.5 Genel şev açısı, yol arası açı ve palye geometrisi arasındaki ilişkiyi gösteren tipik açık ocak şev geometrisi.

Şev tasarımını etkileyebilen faktörlerden bazıları şev yüksekliği, jeoloji, kaya kütlesi dayanımı, yeraltı suyu basınçları ve patlatma ile yüzeyde oluşan hasar şeklinde ifade edilebilir. Örnek olarak, bir şevin peşpeşe geriye ötelenmesiyle ocak derinliğinin arttığı durumda genel şev açısını düşürmek gerekebilir. Ayrıca, bazı duraysızlıkların izin verilebildiği yol içermeyen şevlere kıyasla, yol içeren şevlerde yolu etkileyebilecek kayma riskini azaltmak için şev açısı daha düşük olabilir. Şevde önemli derecede su basıncı bulunan yerlerde, su basıncındaki bir azalım şev açısının arttırılmasını sağlayabilecekse, bir drenaj sisteminin yerleştirilmesi düşünülebilir. Eğim açısındaki bir-iki derecelik artışın kaya kazısında birkaç milyon metreküp tasarruf sağladığı derin ocaklarda kapsamlı bir drenaj sisteminin kullanılması için yeterli sebep vardır. Böyle bir drenaj, toplam uzunluğu yüzlerce metreyi bulan ve şev yüzünden içeri doğru delinmiş yelpaze şekilli çok sayıda deliği ya da tünel yukarısında kaya içine doğru açılmış deliklerden oluşan bir toplama galerisini içerebilir.

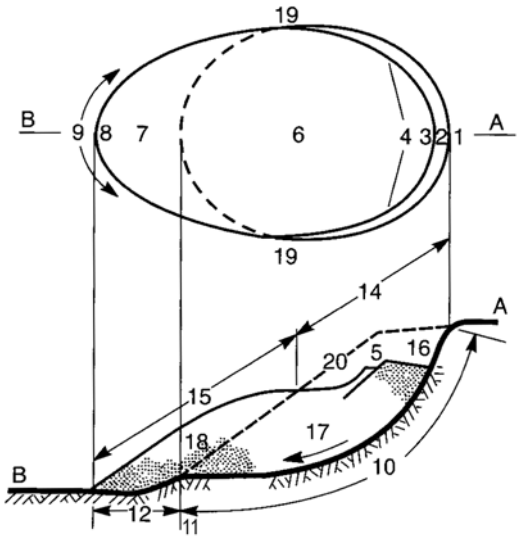
Palye yüzeyi açısı, şev yüzeyini büyük açıyla keserek çıkan eklemlerin olması halinde baskın eklem takımının yönelimi tarafından kontrol edilir. Böyle bir durum mevcut değilse, palye açısı genel şev eğimine ve tek palyelerin birleşerek çoklu palyeler oluşturup oluşturmadıklarına bağlı olacaktır. Bireysel palyelerin maksimum yüksekliğini etkileyebilen bir faktör, yüzeyin göçmesinden ileri gelen kaza riskini sınırlamak üzere kazı makinelerinin erişim yüksekliğidir.

Duraylı ocak şev açıları için bir kılavuz sağlamak üzere şev açısı, şev yüksekliği ve jeoloji arasındaki ilişkiyi gösteren çok sayıda çalışma yapılmıştır; bu kayıtlarda ayrıca şevin duraylı olup olmadığı ayırtlanmıştır (bkz. Şekil 1.2). Bu çalışmalar hem açık ocak maden şevleri (Sjöberg, 1999) hem de Çin'deki doğal yamaçlar ve mühendislik şevleri için yapılmıştır (Chen, 1995a,b). Beklenileceği üzere, şevlerin jeolojiye göre seçilmemesi durumunda, duraylı şevler için şev yüksekliği ile şev açısı arasında zayıf bir ilişki söz konusudur. Bununla birlikte, veriler kaya tipi ve kaya kütlesi dayanımına göre sınıflandırıldığında, her bir sınıflama için şev

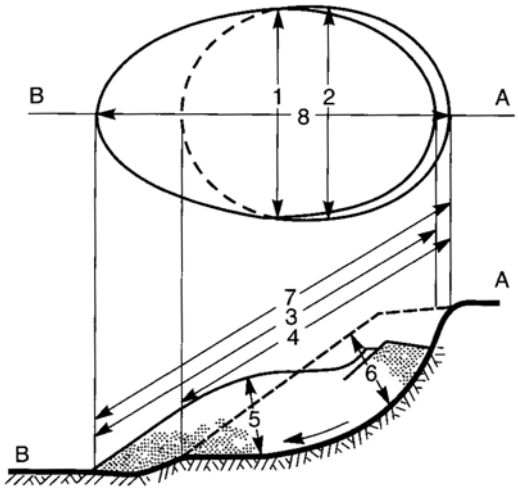
yüksekliği ve şev açısı arasında makul bir ilişki olduğu görülür.

1.3 Şev Özellikleri ve Boyutları

Uluslararası Mühendislik Jeolojisi Birliği (International Association of Engineering Geology IAEG) heyelan özellikleri ve boyutları için Şekil 1.6 ve 1.7'de sunulan tanımları hazırlamıştır (IAEG, 1990; TRB, 1996). Heyelanları tasvir eden diyagramlar dairesel kayma yüzeyli zemin türü kaymaları gösterse de, bu heyelan özelliklerin çoğu kaya kaymalarına ve zayıf ve bozuşmuş kayalardaki şev yenilmelerine uygulanabilir niteliktedir. Şekil 1.6 ve 1.7'de verilen tanımlama sayıları, meslekte kaya şevlerini ve heyelanları inceleyen ve rapor eden diğer kimseler tarafından açık bir şekilde anlaşılmak üzere sabit bir terminoloji kullanımını teşvik etmeye yöneliktir.



Şekil 1.6 Heyelan özelliklerinin tanımlanması; üst kısım, orijinal yer yüzeyinde yırtılma yüzeyine işaret eden ve kesikli çizgi ile gösterilen tipik bir heyelanın plan görünümünü; alt kısımdaki eğik tarama örselenmemiş yeri, noktalı tarama da yerdeğiştirmiş malzemenin yayılımını göstermektedir. Numaralar, Tablo 1.1'de tanımlanan terimlere işaret eder (IAEG Commission on Landslides, 1990).



Şekil 1.7 Heyelan boyutlarının tanımlanması; üst kısım, orijinal yer yüzeyinde yırtılma yüzeyine işaret eden ve kesikli çizgi ile gösterilen tipik bir heyelanın plan görünümünü; alt kısımdaki eğik tarama örselenmemiş yeri, noktalı tarama yerdeğiştirmiş malzemenin yayılımını ve kesikli çizgi de orijinal yer yüzünü göstermektedir. Numaralar, Tablo 1.2'de tanımlanan boyutlara işaret eder (IAEG Commission on Landslides, 1990).

1.4 Kaya Şev Tasarım Yöntemleri

Bu altbölümde kaya şevlerinin tasarımı için dört farklı prosedür özetlenmiş ve şev duraylılığını analiz etmek için gerekli temel veriler sunulmuştur. Tasarım yöntemleri ve tasarım verileri maden ve inşaat mühendisliğinin her ikisi için ortaktır.

1.4.1 Tasarım Yöntemlerinin Özeti

Şev tasarım yöntemlerinin hepsinde temel özellik, makaslamanın yüzey gerisinde tek bir kayma yüzeyi üzerinde veya bir zon içinde gelişmesidir. Bu yüzeydeki kesme kuvvetinin (yerdeğişirme kuvvetinin) kayanın kesme dayanımından (direnen kuvvetten) büyük olması halinde şev duraylı olmayacaktır. Duraysızlık, izin verilebilir olan veya olmayan yerdeğiştirme şeklinde olabilir veya şev aniden ya da ilerlemeli olarak göçebilir. Duraysızlığın tanımı uygulamaya bağlıdır. Meselâ, bir açık ocak maden ocağı şevi operasyonları engellemeden birkaç metre yerdeğiştirmeye maruz kalabilirken, bir köprü

abatmanını destekleyen şevde hareket toleransı çok azdır. Ayrıca, bir karayolu yukarısındaki tek bir kaya düşüşü, bunu tutabilecek bir hendek bulunması halinde çok önemli olmayabilir; ancak, şevin önemli bir kısmının yenilerek yola kadar inmesinin sonuçları çok önemli olabilir.

Tablo 1.1 Heyelan özelliklerinin tanımı.

No.	*Terim*	*Tanımlama*
1	Taç	Ana sarplığın en yüksek kısmına bitişik, pratikte yerdeğiştirmemiş malzeme
2	Ana sarplık	Heyelanın üst kenarında örselenmemiş yerde, yerdeğiştirmiş malzemenin (13, noktalı tarama) örselenmemiş yerden uzaklaşacak şekilde hareketinin neden olduğu fazlaca eğimli yüzey; yırtılma yüzeyinin görünebilen kısmı (10)
3	Tepe	Yerdeğiştirmiş malzeme (13) ve ana sarplık (2) arasındaki temasın en yüksek noktası.
4	Ayna	Yerdeğiştiren malzeme ile ana sarplık (2) arasındaki temas boyunca heyelanın üst kısımları
5	Tali sarplık	Yerdeğiştirmiş malzeme içindeki farklı hareketler tarafından üretilen, heyelanın yerdeğiştirmiş malzemesi içindeki dik eğimli yüzey
6	Ana gövde	Heyelanın ana sarplık (2) ile yırtılma yüzeyi topuğu (11) arasındaki yırtılma yüzeyini üzerleyen yerdeğiştirmiş malzemesinin bir kısmı
7	Ayak	Heyelanın yırtılma yüzeyi topuğu (11) dışında hareket eden ve orijinal yer yüzeyini üzerleyen kısmı
8	Uç	Heyelanın tepesinden (3) en uzakta topuk (9) üzerindeki nokta
9	Topuk	Aşağıda, ana sarplıktan (2) en uzakta, heyelanın yerdeğiştirmiş malzemesinin genellikle eğrisel kenarı
10	Yırtılma yüzeyi	Orijinal yer yüzeyinden (20) aşağıda yerdeğiştirmiş malzemenin (13) alt sınırını oluşturan yüzey; yırtılma yüzeyinin mekanik olarak idealleştirilmiş şekline duraylılık analizinde *kayma yüzeyi* denir.
11	Yırtılma yüzeyinin topuğu	Bir heyelanın yırtılma yüzeyinin (10) alt kesimi ile orijinal yer yüzeyi (20) arasındaki kesişim yeri (genellikle gömülü)
12	Ayrılma yüzeyi	Heyelan ayağı (7) ile örtülmüş orijinal yer yüzeyinin (20) bir kısmı
13	Yerdeğiştirmiş malzeme	Şev üzerinde heyelan içinde orijinal konumuna göre yerdeğiştirmiş malzeme; tüketilen kütle (17) ve birikmenin (18) ikisini de oluşturur; Şekil 1.6'da noktalı taramalı
14	Tükenme zonu	İçinde yerdeğiştirmiş malzemenin (13) orijinal yer yüzeyi (20) altında yer aldığı heyelan alanı
15	Birikme zonu	İçinde yerdeğiştirmiş malzemenin orijinal yer yüzeyi (20) üstünde yer aldığı heyelan alanı
16	Tüketilme	Ana sarplık (2), tüketilen kütle (17) ve orijinal yer yüzeyi (20) ile sınırlanan hacim
17	Tüketilen kütle	Yırtılma yüzeyini (10) üzerleyen fakat orijinal yer yüzeyinin altında kalan yerdeğiştirmiş malzemenin hacmi
18	Birikme	Orijinal yer yüzeyini (20) üzerleyen yerdeğiştirmiş malzemenin (13) hacmi
19	Yaka	Yırtılma yüzeyinin kenarlarına bitişik yerdeğiştirmemiş malzeme; yakaları tanımlamada pusula yönleri tercih edilebilirse de, sağ ve sol terimlerinin kullanılması halinde taçdan bakış yönü esas alınır
20	Orijinal yer yüzeyi	Heyelan meydana gelmeden önce mevcut olan şev yüzeyi

Bu şev duraylılık kavramlarına dayalı olarak, bir şevin duraylılığı aşağıdaki terimlerden biri veya daha fazlası ile ifade edilebilir:

(a) *Emniyet katsayısı*, F_s : Duraylılık, şevin sınır denge analizi ile nicelleştirilir; $F_s > 1$ ise şev duraylıdır.

(b) *Birim deformasyon* : Yenilme, şevin güvenli bir şekilde hizmet vermesini engelleyecek kadar büyük birim deformasyonların başlangıcıyla ya da bir açık ocakta madencilik işletme hızını aşan hareket hızıyla tanımlanır.

(c) *Yenilme olasılığı* : Duraylılık, her biri olasılık dağılımı ile ifade edilen direnen ve yerdeğiştiren kuvvetler arasındaki farkın olasılık dağılımı ile nicelleştirilir.

(d) *LFRD* (*yük ve direnç faktör tasarımı*) : Faktörlü yükler toplamına eşit veya büyük faktörlü direnç ile tanımlanan duraylılık.

Tablo 1.2 Heyelan boyutlarının tanımlanması.

No.	*Terim*	*Tanımlama*
1	Yerdeğiştiren kütlenin genişliği, W_d	Yerdeğiştiren kütlenin uzunluğa (L_d) dik maksimum genişliği
2	Yüzey yırtılmasının genişliği, W_r	Heyelanın yakaları arasındaki uzunluğa (L_r) dik maksimum genişlik
3	Yerdeğiştiren kütlenin uzunluğu, L_d	Uçdan tepeye en kısa mesafe
4	Yüzey yırtılmasının uzunluğu, L_r	Yırtılma yüzeyi topuğundan taça olan en kısa mesafe
5	Yerdeğiştiren kütlenin derinliği, D_d	Yırtılma yüzeyinin, orijinal yer yüzeyinin altında W_d ve L_d içeren düzleme dik olarak ölçülen maksimum derinliği
6	Yırtılma yüzeyinin derinliği, D_r	Yırtılma yüzeyinin, orijinal yer yüzeyinin altında W_r ve L_r içeren düzleme dik olarak ölçülen maksimum derinliği
7	Toplam uzunluk, L	Heyelan ucundan taça olan en kısa mesafe
8	Merkez hattı uzunluğu, L_{cl}	Orijinal yer yüzeyindeki noktalardan geçen, yırtılma yüzeyinin ve yerdeğiştiren malzemenin kenarlarından eşit mesafede bulunan, taçdan heyelan ucuna olan mesafe

Kitabın yazıldığı zaman (2003) itibariyle, şev tasarımında en yaygın yöntem emniyet katsayısı olup, gerek kaya ve gerekse zemindeki jeolojik koşulların tümüyle ilgili uygulamalarda büyük bir birikim söz konusudur. Ayrıca, değişik amaçlar için kazılan şevlerle ilgili olarak genellikle kabul görmüş emniyet katsayıları mevcut olup, bu değerler sayesinde makul derecede tutarlı tasarımlar yapılabilmektedir. Terzaghi ve Peck (1967) ve Canadain Geotechnical Society (1992) tarafından önerilen en küçük emniyet katsayıları Tablo 1.3'de verilmiştir.

Tablo 1.3 Minimum toplam emniyet katsayısı değerleri.

Yenilme tipi	*Sınıf*	*Emniyet katsayısı*
Kesme	Toprak dolgular	1,3 – 1,5
	Zemin tutma yapıları, kazılar	1,5 – 2,0
	Temeller	2,3

Tablo 1.3'de toplam emniyet katsayısının üst değerleri genel yüklere ve servis koşullarına uygulanırken, alt değerler maksimum yüklere ve beklenen en kötü jeolojik koşullara uygulanır. Açık ocak madenciliğinde emniyet katsayısı genellikle 1,2 – 1,4 aralığında değişir. Açık ocaklarda emniyet katsayısı ya sınır denge analizi ile doğrudan hesaplanır veya sayısal analiz kullanılarak şevde aşırı birim deformasyonların başlangıcı bulunur.

Kaya şevler için probabilistik tasarım yöntemleri ilk olarak 1970'lerde gelişmişse de (Harr, 1977; Canada DEMR, 1978), (2003 yılı itibariyle) yaygın bir şekilde kullanılmamaktadırlar. Bunun olası bir nedeni, "%5 yenilme olasılığı" ve "can kaybı olarak ifade edilen yenilme etkileri" gibi terimlerin iyi anlaşılmamış olması ve tasarımda kullanılan kabul edilebilir olasılıklar konusunda fazla bir birikimin bulunmamasıdır (Altbölüm 1.4.4).

Şevlerde birim deformasyonun hesaplanması, şev tasarımındaki en yeni

gelişmelerden biridir. Bu teknik, özellikle süreksizlikleri hesaba katabilen sayısal analiz yöntemlerindeki gelişmelerden doğmuştur (Starfield ve Cundall, 1988). En yaygın olarak kullanıldığı yerler, hareketlere izin verilebilen madencilik alanları ve değişik jeolojik koşullar içeren şevlerdir (bkz. Bölüm 10).

Yük ve direnç faktörü tasarım yöntemi (LFRD) yapısal tasarım için gelişmiş olup, günümüzde temeller ve istinat yapıları gibi jeoteknik sistemlerde uygulanmak üzere genişletilmektedir. Bu tasarım yöntemi ile ilgili ayrıntılar Altbölüm 1.4.5'te bulunabilir.

Tasarımda kullanılan gerçek emniyet katsayısı, yenilme olasılığı veya izin verilebilir birim deformasyon her bir saha için uygun şekilde seçilmelidir. Göz önüne alınması gerekli değişik jeoloji ve inşaat faktörlerinden dolayı, tasarım sürecinde ileri düzeyde kanaat kullanımı gerekir. Emniyet katsayısının Tablo 1.3'de verilen üst sınır değerlerini gerektiren koşullar aşağıda tanımlanmıştır:

- Sahadaki koşulları yeterli derecede örnekleyemeyen sınırlı bir sondaj programı veya aşırı derecede mekanik kırılma veya karot kaybı içeren sondaj karotları
- Jeolojik yapıyı haritalamaya izin veren kaya mostralarının bulunmadığı ve yerel duraylılık koşullarının tarihçesi hakkında bilginin mevcut olmadığı durumlar
- Dayanım deneyi yapmak için gerekli örselenmemiş numunelerin alınamaması veya laboratuvar deney sonuçlarının arazi koşullarına uyarlanmasında karşılaşılan güçlükler
- Yeraltı suyu koşulları hakkında bilgi mevcut olmayışı ve yeraltı suyu seviyesinde ciddî anlamda mevsimsel değişimler
- Şevin yenilme mekanizmasındaki belirsizlik ve analiz yönteminin güvenilirliği. Sözgelimi, düzlemsel yenilmeler hatırı sayılı bir güvenilirlik aralığı içerisinde analiz edilebilirken, devrilme tipi yenilme mekanizmasının ayrıntıları o kadar iyi anlaşılamamıştır.
- Malzemeler, incelemeler ve hava koşulları da dahil olmak üzere, inşaat kalitesini ilgilendiren konular
- Duraysızlığın sonuçtaki etkileri; emniyet katsayısının yüksek değerleri barajlarda ve ana ulaşım hatlarında kullanılırken, düşük değerleri de geçici yapılarda veya tomruk taşıma veya madencilik amaçlı sanayi yollarında kullanılır.

Bu kitapta kaya kütlesi puanlama sistemlerinin (Haies ve Terbrugge, 1991; Durn ve Douglas, 1999) şev tasarımında kullanılması üzerinde durulmamıştır. Kitabın yazıldığı 2003 yılı itibariyle, belirgin süreksizliklerin sıkça rastlanan etkilerinin duraylılık analizinde kullanılması gerektiği düşünülmekte ve gerçekten de duraylılık analizlerine doğrudan dahil edilebilmektedirler. Kaya kütle puanlamasında jeolojik yapı puanlamanın sadece bir bileşeni olup, puanlamada jeolojik yapıya uygun bir ağırlık verilmeyebilir.

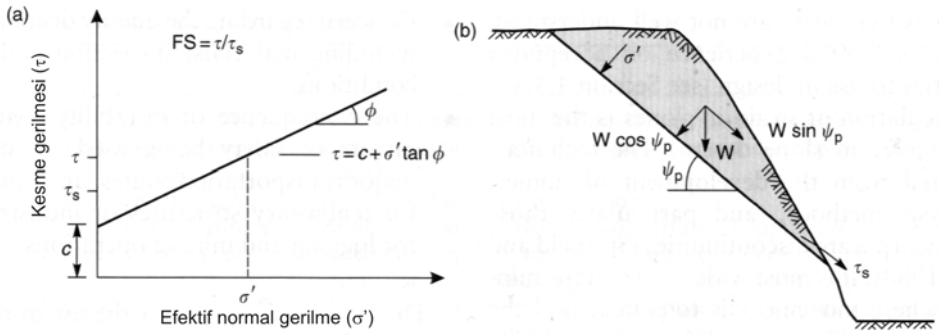
Bütün şev tasarımlarının hayati bir özelliği, kazıda kullanılan patlatmanın niteliğidir. Tasarımda, kaya kütlesinin kırıksız (intact) bloklar içerdiği; bunların şekil ve boyutlarının da doğal yollarla oluşan süreksizliklerle belirlendiği varsayılır. Ayrıca, bu süreksizliklerin özellikleri yüzey mostralarından ve sondaj karotlarındaki gözlemlerden tahmin edilebilmelidir. Ancak, şev yüzü arkasındaki kayada hasar ile sonuçlanan aşırı düzey patlatma yapıldığı durumda duraylılık çatlamış kaya koşullarına bağlı olabilir. Çatlamış kaya özelliklerini kestirmek mümkün olmadığından, duraylılık koşulları da önceden kestirilemez. Patlatma ve patlatmadan gelen hasarın kontrolü Bölüm 11'de ele alınmıştır.

1.4.2 Sınır Denge Analizi (deterministik)

Şekil 1.4(a) ve (f)'de verilen jeolojik koşullar için kaya şevlerinin duraylılığı, kayma yüzeyi boyunca mevcut kesme dayanımına bağlıdır. Kesme tipi tüm yenilmelerde kayanın Mohr-Coulomb malzemesi olduğu varsayılabilir. Bu modelde kesme dayanımı

kohezyon (c) ve sürtünme açısı (ϕ) ile ifade edilir. Normal efektif gerilmenin (σ') etkidiği bir kayma yüzeyinde gelişen kesme dayanımı (τ) aşağıdaki eşitlik ile ifade edilir:

$$\tau = c + \sigma' \tan\phi \qquad (1.1)$$



Şekil 1.8 Kayan blok için emniyet katsayısını hesaplama yöntemi: (a) Kohezyon (c) ve sürtünme açısı (ϕ) ile tanımlanan kesme dayanımını gösteren Mohr diyagramı; (b) bloğun ağırlığından ileri gelen kuvvetin (W) kayma yüzeyine (eğim = ψ_p) paralel ve dik bileşenlere ayrılması.

Bu eşitlik normal gerilme-kesme gerilmesi diyagramında [Şekil 1.8(a)] düz bir çizgi olarak ortaya çıkar. Bu düz çizginin kesme gerilmesi eksenini kestiği yer kohezyon değerini, çizginin eğimi de sürtünme açısını verir. Efektif normal gerilme, kayma düzlemi üzerindeki kayanın ağırlığından ileri gelen gerilme ile bu yüzeye etkiyen su basıncından dolayı oluşan kaldırma kuvveti arasındaki farktır.

Şekil 1.8(b)'de şev yüzeyini kesen ve bir kayma bloğu oluşturan sürekli bir eklem görülmektedir. Şekil 1.8(b)'de görülen bloğun emniyet katsayısının hesaplanması için, kayma yüzeyi üzerine etkiyen kuvvetin bu yüzeye paralel ve dik olarak etkiyen bileşenlerine ayrılması gerekir. Bunun anlamı; kayma yüzeyinin eğimi ψ_P, alanı A ve kayma yüzeyi üzerindeki bloğun ağırlığı da W ise, kayma düzlemi üzerine etkiyen normal gerilme ve kesme gerilmesi aşağıdaki gibi olur:

Normal gerilme, $\sigma = W\cos\psi_p / A$ ve

Kesme gerilmesi, $\tau_s = W\sin\psi_P / A$ (1.2)

Buna göre, (1.1) denklemi aşağıdaki gibi ifade edilebilir:

$$\tau = c + \frac{W\cos\psi_P \tan\phi}{A} \qquad (1.3)$$

veya

$$\tau_s A = W\sin\psi_P \quad \text{ve}$$

$$\tau A = cA + W\cos\psi_P \tan\phi \qquad (1.4)$$

(1.4)'de verilen denklemlerde [$W\sin\psi_P$] terimi, bir bileşke kuvvet olan ağırlığın kayma yüzeyine paralel bileşeni olup, "kaydıran kuvvet" ($\tau_s A$) olarak adlandırılır. [$cA + W\cos\psi_P \tan\phi$] terimi ise, kayma yüzeyine paralel ve yukarı yönde etkiyerek kaymaya karşı koyan ve bu nedenle "direnen kuvvetler" olarak adlandırılan kesme dayanımı kuvvetlerini (τA) ifade eder. Şekil 1.8(b)'deki bloğun duraylılığı, direnen kuvvetlerin kaydıran kuvvetlere oranı şeklinde nicelleştirilebilir; bu orana emniyet katsayısı (F_s) denir. Bu nedenle, emniyet katsayısının tanımı aşağıdaki gibi yapılır:

F_s = direnen kuvvetler / kaydıran kuvvetler (1.5)

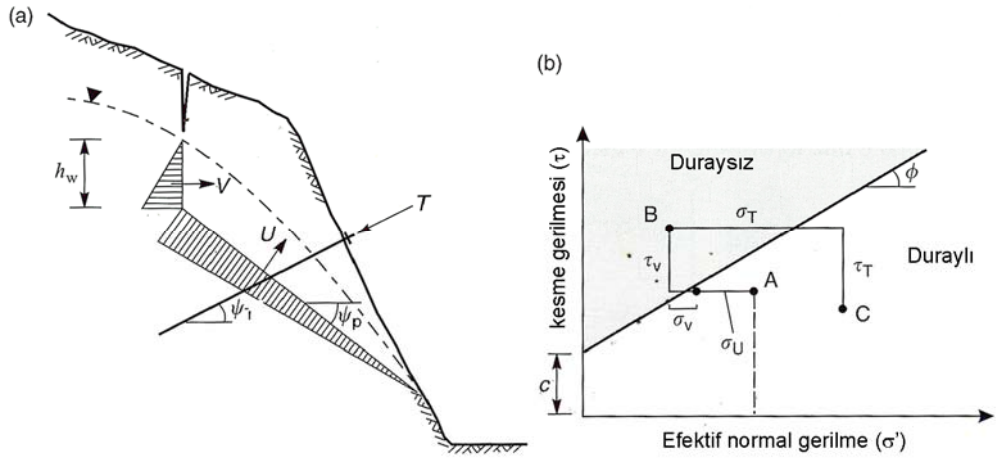
$$F_s = \frac{cA + W\cos\psi_P \tan\phi}{W\sin\psi_P} \qquad (1.6)$$

(1.4) eşitlikleri ile tanımlanan yerdeğiştiren kesme gerilmesi (τ_s) ve direnen kesme gerilmesi (τ) Şekil 1.8(a)'da grafiğe aktarılmıştır. Şekil 1.8(a)'da, direnen gerilmenin yerdeğiştiren gerilmeyi aştığı görülmektedir; bu nedenle, emniyet katsayısı 1'den büyük ve şev de duraylıdır.

Kayma yüzeyinin temiz olması ve hiçbir dolgu içermemesi durumunda kohezyonun sıfır olması muhtemeldir; bu durumda (1.6) eşitliği aşağıdaki gibi olur:

$$F_s = \frac{\cos\psi_p \tan\phi}{\sin\psi_p} \tag{1.7}$$

Ya da, $\psi_p = \phi$ olduğunda $F_s = 1$ olur. (1.8)



Şekil 1.9 Yeraltı suyu ve ankraj kuvvetlerinin kaya şevinin emniyet katsayısı üzerine etkisi: (a) Kayma yüzeyine etkiyen yeraltı suyu ve ankraj kuvvetleri; (b) kayma düzlemi üzerine etkiyen gerilmeler için duraylı ve duraysız koşulları gösteren Mohr diyagramı.

(1.7) ve (1.8) eşitlikleri, destek içermeyen kuru ve temiz yüzeylerde Kayma yüzeyinin eğim açısı bu yüzeyin sürtünme açısına eşit olduğu zaman kaya bloğunun kayacağını ve duraylılığın da kaya bloğunun boyutundan bağımsız olduğunu göstermektedir. Bunun anlamı, kaydıran kuvvetler tam olarak direnen kuvvetlere eşit olduğu zaman, blok sınır denge durumundadır ve emniyet katsayısı 1,0'e eşittir. Bu nedenle, bu altbölümde tanımlanan şev duraylılık analiz yöntemi *sınır denge analizi* olarak anılmaktadır.

Sınır denge analizi çok geniş bir aralıktaki koşullara uygulanabilir ve kayma yüzeyine etkiyen su kuvvetlerinin yanında, gerdirmeli kaya ankrajları tarafından sağlanan dışarıdan güçlendirme kuvvetlerini de hesaba katabilirler. Şekil 1.9(a)'da alanı A ve eğimi ψ_p olan bir kayma yüzeyi ile bir çekme çatlağı içeren bir şev görülmektedir. Şev, çekme çatlağı yarı yüksekliğine kadar suyla doldurulmuş şekilde yarı doygun olup, su tablasının diğer önemli referans noktası kayma yüzeyinin şev yüzünü kestiği noktada yer almaktadır. Çekme çatlağında ve kayma yüzeyinde oluşan su basınçları üçgen şekilli kuvvet diyagramları ile elde edilebilir. Çekme çatlağı tabanında ve kayma yüzeyinin üst sınırında maksimum su basıncı (p) aşağıdaki gibi ifade edilir:

$$p = \gamma_w h_w \tag{1.9}$$

Burada, γ_w = suyun birim ağırlığı ve h_w = çekme çatlağındaki suyun düşey yüksekliğidir. Bu varsayıma dayalı olarak, çekme çatlağı üzerine (V) ve kayma düzlemi üzerine (U) etkiyen su kuvvetleri aşağıdaki gibi bulunur:

$$V = 0{,}5\,\gamma_w h_w^2 \quad \text{ve} \quad U = 0{,}5\,\gamma_w h_w A \tag{1.10}$$

Şevin emniyet katsayısı da (1.6) eşitliğinin aşağıdaki gibi değiştirilmesiyle bulunur:

$$F_s = \frac{cA + (W\cos\psi_p - U - V\sin\psi_p)\tan\phi}{W\sin\psi_p + V\cos\psi_p} \qquad (1.11)$$

Benzer şekilde, ankraj kayma düzlemi altına kadar yerleştirilecek biçimde, gerdirmeli ankraj içeren güçlendirilmiş bir şev için de bir denklem geliştirilebilir. Ankrajdaki gerdirmenin T olması ve yataydan aşağı ψ_T açısı yapacak şekilde yerleştirilmesi halinde, ankraj gerdirmesinden dolayı kayma yüzeyine etkiyen normal gerilme ve kesme gerilmesi şöyle olur:

$$N_T = T\sin(\psi_t+\psi_p) \text{ ve}$$

$$S_T = T\cos(\psi_t+\psi_p) \qquad (1.12)$$

Kısmen doygun, ankrajlı şev için emniyet katsayısı da şöyle olur:

$$F_s = \frac{cA + (W\cos\psi_p - U - V\sin\psi_p + T\sin(\psi_p + \psi_T))\tan\phi}{W\sin\psi_p + V\cos\psi_p - T\cos(\psi_p + \psi_T)} \qquad (1.13)$$

Şekil 1.9(b)'de kayma düzlemi üzerinde su ve ankraj kuvvetinden ileri gelen normal gerilme ile kesme gerilmesi ile bunların emniyet katsayısına etkisi Mohr diyagramında görülmektedir. Başka bir deyişle, duraylılığı bozan kuvvetler (örnek; su) normal gerilmeyi azaltmakta, kesme gerilmesini arttırmakta, bileşke kuvvetlerin sınır dayanım durumu üzerine düşmesine neden olmakta ve böylece duraysızlığa (B noktası) işaret etmektedir. Bunun aksine, duraylılığı arttırıcı kuvvetler (ankrajlama ve drenaj) normal gerilmeyi arttırmakta, kesme gerilmesini azaltmakta, bileşke kuvvetin sınır dayanım çizgisi altına düşmesine neden olmakta ve böylece duraylılığa (C noktası) işaret etmektedir.

Şekil 1.9(b)'deki kuvvet diyagramı ayrıca ankrajların optimum eğim açısını (yani, bir kaya ankraj kuvveti için en büyük emniyet katsayısını veren eğimi) bulmada da kullanılır:

$$\psi_{T(opt)} = (\phi - \psi_p) \quad \text{veya} \quad \phi = \psi_p + \psi_{T\,(opt)} \qquad (1.14)$$

(1.14) eşitliği harfiyen uygulandığında, ankrajın yatay üzerinde yerleştirilmesi gerektiği (yani, ψ_T 'nin negatif olduğu) görülebilir. Ancak, delgi ve enjeksiyonlamanın daha kolay olması nedeniyle, uygulamada ankrajların daha çok yatayın altına yerleştirilmesi tercih edilmektedir.

Kaya şevlerinin duraylılığını hesaplamada kullanılan bu sınır denge analiz örnekleri, bu yöntemin geniş bir aralıktaki koşullara uygulanabilir kullanışlı bir yöntem olduğunu göstermektedir. Sınır denge analizinin bir sınırlaması, tüm kuvvetlerin bloğun ağırlık merkezine etkidiklerinin ve hiçbir momentin oluşmadığının varsayılmasıdır.

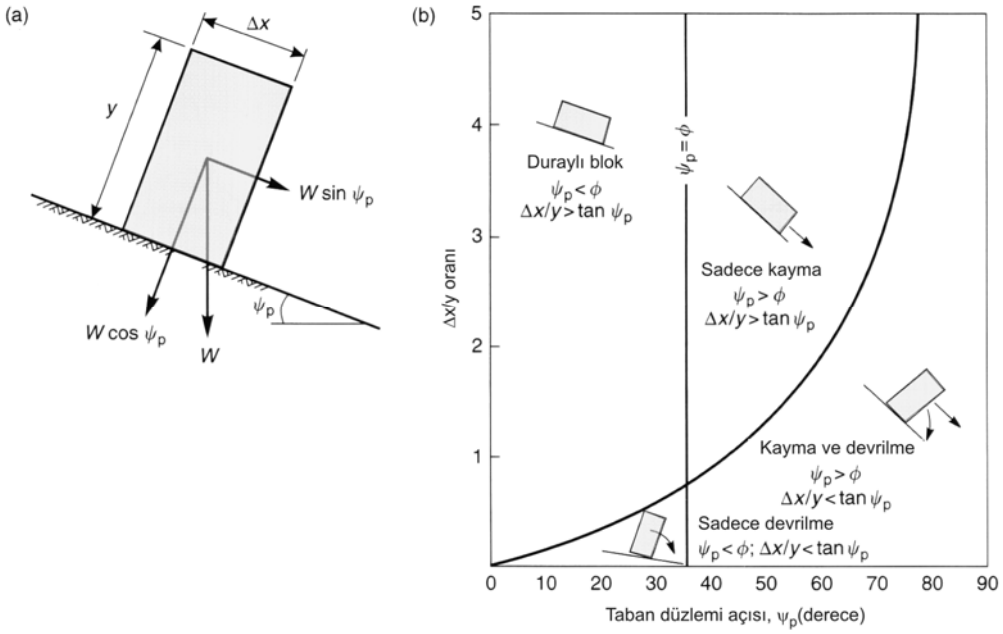
Bu altbölümde sunulan analiz yöntemi bir düzlem üzerinde kayan bloğa uygulanabilir. Ancak, belirli geometrik koşullar altında blok, kayma yerine devrilme gösterebilir; böyle bir durumda başka bir sınır denge analizi kullanılmalıdır. Şekil 1.10'da blok genişliği (Δx), yüksekliği (h), düzlem eğimi (ψ_p) ve bu düzlemin sürtünme açısı (ϕ) ile ilişkili olarak duraylı, kayan ve devrilen blokları ayıran koşullar verilmiştir. Kayan bloklar düzlemsel veya kama tipi yenilmeler (Bölüm 6 ve 7) olarak analiz edilirken, devrilme tipi yenilme farklı bir şekilde ele alınmaktadır (Bölüm 9). Şekil 1.10(b)'de devrilmenin oluşması için gerekli koşulların çok sınırlı olduğu görülmektedir; bu tür yenilme gerçekte kayma tipi yenilmelere kıyasla çok az karşılaşılan bir yenilme tipidir.

1.4.3 Hassasiyet Analizi

Yukarıda tanımlanan emniyet katsayısı analizi şevdeki kaydıran ve direnen kuvvetleri tanımlayan parametreler için sadece bir değer seçilmesini gerektirir. Gerçekte, her bir değerin belirli bir dağılım aralığı söz konusu olup, bu değişkenliğin emniyet katsayısı üzerindeki etkisini inceleme konusunda bir yöntem, tasarım için kritik kabul edilen parametrelerin alt ve üst sınırlarını kullanarak bir hassasiyet analizinin yapılmasıdır. Ancak, üçden daha fazla parametre için hassasiyet analizi yapılması uzun zaman alan bir işlem olup, parametrelerin her biri arasındaki ilişkinin incelenmesi zordur. Sonuç olarak, yaygın

olarak başvurulan tasarım yönteminde, tasarım parametrelerindeki değişkenliğin duraylılık üzerine etkisini değerlendirmede ve sonra uygun bir emniyet katsayısını seçmede analiz ile kanaat birlikte kullanılır.

Hassasiyet analizine bir örnek Altbölüm 4.4'te verilmiştir. Bu örnekte, bir taş ocağında tamamen drenajlı ve tam doygun koşullar için su basıncı ile birlikte sürtünme açısının 15 ile 25^0 arasında değiştiği iki durum için (Şekil 4.20) hassasiyet analizi içeren bir duraylılık analizi yapılmıştır. Bu diyagramda su basıncının duraylılık üzerine etkisinin sürtünme açısı etkisinden daha büyük olduğu görülmektedir. Bunun anlamı, tamamen drene olmuş düşey bir şev 15^0 gibi düşük bir sürtünme açısında duraylı iken, tam doygun bir şev 25^0'lik bir sürtünme açısında bile 60^0'lik şev açısında duraysızdır.



Şekil 1.10 Kayan ve devrilen blokların belirlenmesi: (a) Eğimli bir düzlem üzerindeki bloğun geometrisi; (b) eğimli bir düzlem üzerinde bloğun kayma ve devrilmesi için gerekli koşullar.

Hassasiyet analizinin değeri, duraylılık üzerinde en büyük etkinin hangi parametreden kaynaklandığının değerlendirilmesidir. Bu bilgi daha sonra bu parametreleri daha kesin olarak tanımlayan verileri toplamak üzere inceleme programlarının planlanmasında kullanılabilir. Alternatif olarak, önemli bir tasarım parametresinin değerinde bir belirsizlik olması durumunda, uygun bir emniyet katsayısı değeri kullanmak suretiyle bu durum hesaba katılabilir.

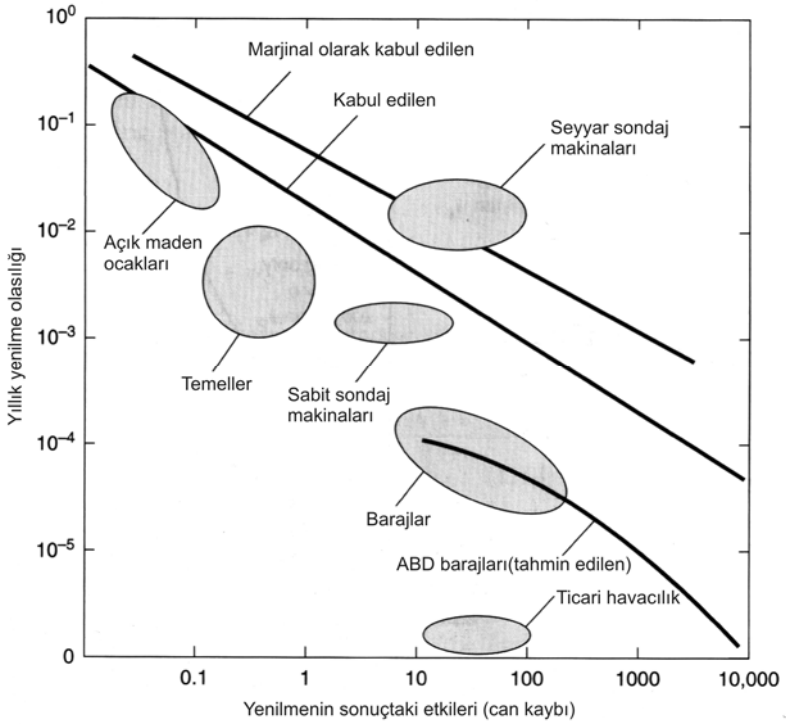
1.4.4 Probabilistik Tasarım Yöntemleri

Probabilistik tasarım, her bir parametrenin değişkenliğinin şev duraylılığı üzerine etkisini incelemede sistematik bir prosedürdür. Emniyet katsayısının olasılık dağılımı hesaplanır ve bundan da şevin yenilme olasılığı (P_f) belirlenir.

Probabilite analizi ilk olarak 1940'larda geliştirilmiş olup, karmaşık sistemlerin güvenilirliğini incelemek üzere yapısal ve uzay mühendisliği alanlarında kullanılmaktadır. Bu kavramın jeoteknik mühendisliği alanındaki ilk kullanımlarından biri, belirli bir yenilme riskinin kabul edilebilir olduğu ve bu tip bir analizin ekonomik bir madencilik planlamasına kolaylıkla dahil edilebildiği açık ocak işletmelerindeki şev tasarımıdır (Canada DEMR, 1978; Pentz, 1981; Savely, 1987).

Kavramın inşaat mühendisliğindeki uygulamalarına örnekler; ulaşım sistemleri için şev stabilizasyon programlarının planlanması (Wyllie vd., 1979; McGuffey vd., 1980), heyelan tehlikeleri (Fell, 1994; Cruden, 1997) ve tehlikeli atıklar için depolama tesislerinin tasarımı (Roberds, 1984, 1986) olarak gösterilebilir.

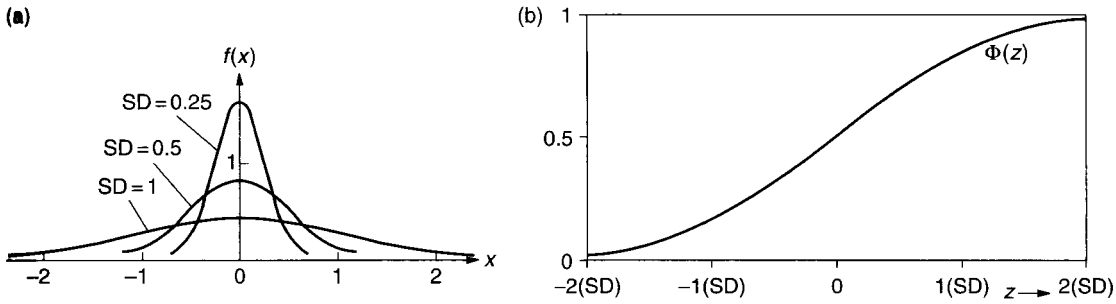
Sınırlı miktarda ve popülasyon için temsilci olmayan tasarım verileri söz konusu olduğu zaman, probabilistik tasarımın kullanılması bazen tercih edilmeyebilir. Böyle durumlarda, az sayıdaki örneklerden makul derecede güvenilir olasılık değerleri sağlayan öznel değerlendirme tekniklerinin kullanılması mümkündür (Roberds, 1990). Bu tekniklerin temel özelliği, uzman kişilerin fikirlerini temsil eden olasılık dağılımları konusunda bir fikir birliği elde etmek için, mevcut verilerin bu alanda bir uzman veya uzmanlar grubu tarafından değerlendirilmesi ve analiz edilmesidir. Sonuçların savunulabilirlik derecesi, analizde harcanan zaman ve para ile artma eğilimindedir. Meselâ, değerlendirme teknikleri en basit olarak sıradan bir uzman görüşünden, Delphi panelleri (Rohrbaugh, 1979) gibi daha güvenilir ve savunulabilir tekniklere kadar değişim gösterir. Bir Delphi paneli, herbirine ayı veriler temin edilen ve bu veriler için yazılı bir değerlendirme yapması istenen bir grup uzmanı içerir. Bu belgeler daha sonra diğer değerlendirmecilerin herbirine verilir ve kendi değerlendirmelerini ortaklarının bulduğu sonuçlar ışığında ayarlaması teşvik edilir. Bu süreç birkaç kez tekrarlandıktan sonra, birlikteliği sağlayan ve bireysel düşünceden bağımsız olan ortak bir görüşe varmak mümkündür.



Şekil 1.11 Seçilmiş bazı mühendislik projeleri için riskler (Whitman, 1984).

Probabilite analizinin tasarımda kullanımı, emniyet katsayılarında olduğu gibi, farklı tip yapılar için yenilme olasılığının genellikle kabul edilebilir bir aralığının olmasını gerektirir. Yenilme olasılığı için uygun değerleri seçmeye yardımcı olmak üzere, Athanasiou-Grivas (1979) emniyet katsayısını yenilme olasılığı ile ilişkilendiren diyagramlar sağlamıştır. Ayrıca, Şekil 1.11'de değişik mühendislik projeleri için yenilmenin yıllık

olasılığı ile yenilmenin can kaybı cinsinden etkileri arasında bir ilişki verilmiştir. Örnek olarak, şev performansının yakından takip edildiği ve yenilme durumunda can kaybı riskinin düşük olduğu açık ocak maden şevlerin için kabul edilebilir yıllık yenilme olasılığı yaklaşık olarak $10^{-1} – 10^{-2}$ aralığında olabilir. Bir karşılaştırma olarak, yıkıldığı takdirde can kaybının birkaç yüz civarında olabileceği barajlar için yenilmenin yıllık olasılığı yaklaşık olarak $10^{-4} – 10^{-5}$ değerlerini aşmamalıdır. Şekil 11.1'de görülen geniş değer aralıklarına rağmen, bu yaklaşım probabilistik tasarımda devam edegelen gelişme için faydalı bir kilometre taşı niteliğindedir (Salmon ve Hartford, 1995).



Şekil 1.12 Normal dağılımın özellikleri: (a) Ortalama değer $\bar{x}$ = 0 ve standart sapmaların (SD) 0.25, 0.5 ve 1.0 değerleri için normal dağılımın yoğunluğu; (b) $\bar{x}$ = 0 ve SD = 1,0 olan normal dağılımda dağılım fonksiyonu Φ (Kreyszig, 1976).

(a) Dağılım Fonksiyonları

Probabilite analizinde belirsizlik içeren her bir parametreye olasılık yoğunluk fonksiyonu ile tanımlanan bir değerler aralığı tayin edilir. Jeoteknik veriler için uygun bazı dağılım tipleri normal, beta, negatif üssel ve üçgen dağılımları kapsar. Fonksiyonun en yaygın tipi, ortalama değerin en sık oluşan değer olduğu normal dağılımdır [Şekil 1.12(a)]. Normal dağılımın yoğunluğu şöyle tanımlanır:

$$f(x) = \frac{1}{\mathrm{SD}\sqrt{2\pi}} e^{-0,5[(x-\bar{x})/\mathrm{SD}]^2} \qquad (1.15)$$

Burada, $\bar{x}$ = ortalama değer olup,

$$\bar{x} = \frac{\sum_{x=1}^{n} x}{n} \qquad (1.16)$$

şeklinde tanımlanır ve SD,

$$\mathrm{SD} = \left[\frac{\sum_{x=1}^{n} (x-\bar{x})^2}{n} \right]^{1/2} \qquad (1.17)$$

şeklinde ifade edilen standart sapmadır.

Şekil 1.12(a)'da ayrıca eğrinin genişliği ile temsil edilen ve standart sapma ile ölçülen saçılım görülmektedir. Normal dağılımın önemli bir özelliği, eğrinin altındaki toplam alanın 1,0 olmasıdır. Bunun anlamı, parametrenin tüm değerlerinin eğrinin sınırları içine düşmesi halinde olasılığın 1 olmasıdır. Ayrıca, değerlerin %68'i ortalamanın her bir tarafında birer standart sapma ile sınırlanan aralığa düşer; %95'i ise, ortalamanın her bir tarafında iki standart sapma ile sınırlanan alana düşer.

Bunun tersine, oluşma olasılığını belirtmek suretiyle, normal dağılım tanımlanan bir parametrenin değeri bulunabilir. Bu durum Şekil 1.12(b)'de grafik şeklinde sunulmuştur. Buradaki Φ(*z*); $\bar{x}$ = 0 ve standart sapmanın 1,0 olduğu durumdaki dağılım fonksiyonudur. Bir örnek olarak, gerçekleşme olasılığı tüm değerlerin %50'sinden büyük olan bir değer ortalamaya eşittir ve gerçekleşme olasılığı tüm değerlerin %16'sından büyük olan bir değer de ortalama artı bir standart sapmaya eşittir.

Normal dağılım her iki yönde sonsuza uzansa da, bir parametrenin olası üst ve alt sınırların tanımlanabildiği jeoteknik verilerde

bu durum çoğu zaman gerçekçi bir açıklama şekli olmaz. Bu koşullar için, sonlu maksimum ve minimum noktaları içeren ve üniform, sola veya sağa çarpık, U veya J şekilli olabilen beta dağılımının kullanılması daha uygundur (Harr, 1977). Ancak, verilerin dağılımı konusunda mevcut bilgilerin fazla olmadığı durumlarda basit üçgen dağılım kullanılabilir; bu dağılım da en olası, minimum ve maksimum değerler ile tanımlanır. Olasılık dağılımına örnekler Altbölüm 6.6'da çözümlü olarak verilmiştir.

(b) Yenilme Olasılığı

Yenilme olasılığı, şevde yerdeğiştiren ve direnen kuvvetlerin göreceli büyüklüğünün incelenmesi anlamında, emniyet katsayısında olduğu gibi basit bir şekilde hesaplanır (bkz. Altbölüm 1.4.2). Güvenilirlik katsayısı için yaygın iki hesaplama yöntemi; emniyet yöntemi marjini ile, daha sonra ele alınacak olan Monte Carlo yöntemidir.

Emniyet marjini, direnen ve yerdeğişiren kuvvetler arasındaki fark olup, emniyet marjininin negatif olması durumunda şev duraysızdır. Direnen ve yerdeğiştiren kuvvetler matematiksel olarak tanımlanabilir olasılık dağılımları iseler [Şekil 1.13(a)'da sırayla $f_D(r)$ ve $f_D(d)$], emniyet marjini için üçüncü bir olasılık dağılımı hesaplamak mümkündür. Şekil 1.13(a)'da görüldüğü gibi, direnen kuvvet dağılımı $f_D(r)$'nin alt sınırı yerdeğiştiren kuvvet dağılımı $f_D(d)$'nin üst sınırından küçük ise, yenilme olasılığı vardır. Bu durum Şekil 1.13(a)'da taralı alan ile gösterilmiş olup, yenilme olasılığı taralı zon ile orantılıdır. Taralı zonun alanı, emniyet marjininin olasılık yoğunluk fonksiyonu hesaplanarak elde edilir: Bu fonksiyonun negatif kısmının alanı yenilme olasılığını verir [Şekil 1.13(b)]. Direnen ve yerdeğiştiren kuvvetlerin normal dağılımlar ile tanımlanması halinde emniyet marjini de normal dağılımlıdır. Bu dağılımın standart sapması aşağıdaki gibi hesaplanır (Canada, DEMR, 1978):

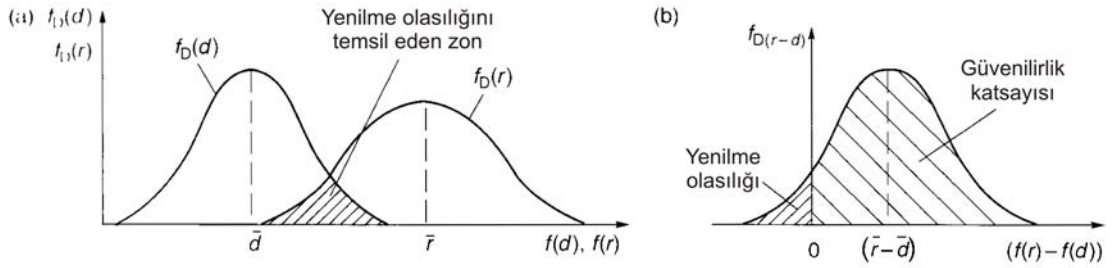
Emniyet marjini ortalaması = $\bar{f}_r - \bar{f}_d$ (1.18)

Emniyet marjini standart sapması

$$= (SD_r^2 + SD_d^2)^{1/2} \quad (1.19)$$

Burada, $\bar{f}_r$ ve $\bar{f}_d$ ortalama değerler; SD_r ve SD_d ise, direnen ve yerdeğiştiren kuvvetlerin dağılımlarının standart sapmalarıdır. Deterministik emniyet katsayısının $\bar{f}_r / \bar{f}_d$ şeklinde verilmiş olduğuna dikkat ediniz.

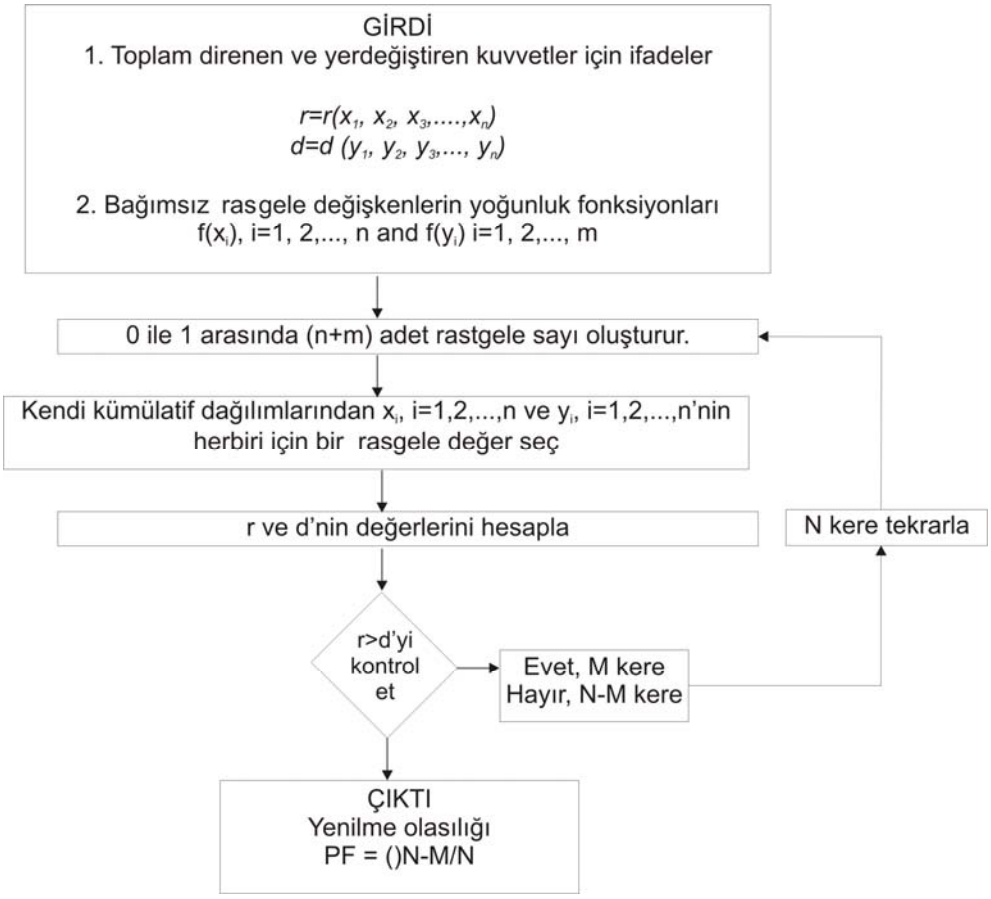
Emniyet marjininin ortalama ve standart sapması bu şekilde hesaplandıktan sonra, yenilme olasılığı normal dağılımın özelliklerinden hesaplanabilir. Örnek olarak, ortalama emniyet marjini 2000 MN ve standart sapma da 1200 MN ise, emniyet marjini (2000 – 0)/1200'de veya standart sapmanın 1,67 değerinde sıfırdır. Emniyet marjini dağılımının Φ(z) ile temsil edildiği Şekil 1.12(b)'den yenilme olasılığı %5 olarak bulunur.



Şekil 1.13 Normal dağılımlar kullanarak yenilme olasılığının hesaplanması: (a) Bir şevde direnen kuvvet f_R) ve yerdeğiştiren kuvvetin (f_D) olasılık yoğunluk fonksiyonları; (b) direnen ve yerdeğiştiren kuvvet dağılımları arasındaki farkın olasılık yoğunluk fonksiyonu [$f_{D(r-d)}$].

Bu altbölümde açıklanan emniyet marjini kavramının sadece direnen ve yerdeğiştiren kuvvetlerin bağımsız değişkenler olduğu zaman kullanılabileceğine dikkat ediniz. Bu koşul, yerdeğiştiren kuvvetin kayan kütlede ağırlık olduğu ve direnen kuvvetin de yerleştirilen donatı olduğu duruma uygulanabilir. Ancak, direnen kuvvet kayanın kesme dayanımı olduğu zaman, bu kuvvet ile birlikte yerdeğiştiren kuvvet şev ağırlığının fonksiyonudurlar ve bağımsız değişkenler değildirler. Böyle durumlarda, aşağıda açıklanan Monte Carlo analizinin kullanılması gerekir.

Monte Carlo analizi, yenilme olasılığının hesaplanması için alternatif bir yöntem olup, daha önce tanımlanan emniyet marjini yönteminden daha kullanışlıdır. Monte Carlo analizinde çok karmaşık olabilen integrasyon işlemlerine girilmez; beta dağılımı durumunda kesin bir çözüm elde edilemez. Monte Carlo analizinin özel değeri, dağılım tiplerinin herhangi bir karışımı ve (birbirine bağımlı olsun veya olmasın) istenen sayıda değişken ile çalışma yeteneğinden ileri gelir (Harr, 1977; Athanasiou-Grivas, 1980).



Şekil 1.14 Bir şevin yenilme olasılığını hesaplamada Monte Carlo benzetişimi için akış şeması (Athanasiou-Grivas, 1980).

Monte Carlo tekniği aşağıdaki adımları kapsayan tekrarlı bir prosedürdür:

1. Değişken girdi parametrelerinin her birinin olasılık dağılımları hesaplanır.
2. Her bir parametre için rasgele değerler oluşturulur; Şekil 1.12(b)'de 0 ile 1 arasındaki bir rasgele sayı ile, buna karşılık

gelen parametre değeri arasındaki normal dağılım ilişkisi ortaya konulmuştur.

3. Yerdeğiştiren ve direnen kuvvetlerin değerleri hesaplanır ve direnen kuvvetin yerdeğiştiren kuvvetten büyük olup olmadığına bakılır.
4. Süreç N kere ($N > 100$) tekrarlanır ve sonra yenilme olasılığı (P_f) aşağıdaki orandan bulunur:

$$P_f = \frac{N - M}{N} \tag{1.20}$$

Burada, M = direnen kuvvetlerin yerdeğiştiren kuvvetleri aştığı (yani, emniyet katsayısının 1,0'den büyük olduğu) tekrar sayısıdır.

Kaymaya karşı bir şevin güvenilirlik katsayısını hesaplamada Monte Carlo analizinin kullanımına bir örnek, Bölüm 6'da Altbölüm 6.6'da "Düzlemsel Yenilmede" verilmiştir. Bu örnekte deterministik ve probabilistik analizler arasındaki fark görülmektedir. Emniyet katsayısı girdi değişkenlerinin ortalama veya en olası değerlerinden hesaplanırken; probabilistik analizde, seçilen girdi değişkenleri olasılık yoğunluk fonksiyonları olarak ifade edildiği zaman, emniyet katsayısının dağılımı hesaplanır. Desteksiz şev için deterministik emniyet katsayısının değeri 1,4 iken, probabilistik analiz emniyet katsayısının en düşük 0,69 ile en yüksek 2,52 değerleri arasında değişebileceğini göstermektedir. 1,0'den küçük bir değer için bu dağılımın oranı %7,2 olup, bulunan bu değer şevin yenilme olasılığını temsil eder.

1.4.5 Yük ve Direnç Faktörü Tasarımı (LFRD)

Bu tasarım yöntemi, yük ve direncin her ikisindeki değişkenliği hesaba katan yapısal tasarım için rasyonel bir tasarım temeli geliştirmek üzere, olasılık teorisinin kullanımına dayanır. Burada amaç, köprüler gibi çelik ve beton yapılar ile farklı yükleme koşulları altındaki temeller gibi jeoteknik yapılar için tekdüze bir emniyet marjini elde etmektir. Yapı mühendisliğinde geliştirilen LFRD yöntemi köprüler gibi büyük yapıların tasarımında geniş bir şekilde kullanılmaktadır (CSA, 1988; Eurocode, 1995; AASHTO, 1996). Temel tasarımının yapısal tasarım ile tutarlı olması için, LFRD yöntemi jeoteknik mühendisliğini de içerecek şekilde genişletilmiştir (Transportation Research Board, 1999).

Jeoteknik mühendisliğindeki ilk LFRD uygulamaları, Sınır Durumlar Tasarımı terimini kullanan ve aşağıda açıklanan iki sınır durumunu öneren Myerhoff (1984) tarafından yapılmıştır. Birincisi, öngörülen hizmet ömrü sırasında yapının ve bileşenlerinin makul derecede oluşabilecek maksimum yükler altında göçmeye karşı yeterli emniyet marjinine sahip olmasıdır. İkincisi, yapı ve bileşenlerinin, aşırı deformasyonlar veya kötüleşmeler olmaksızın, tasarlanmış fonksiyonları sunmasıdır. Bu iki hizmet düzeyi nihai ve servis verebilirlik sınır durumları olup, aşağıdaki gibi tanımlanır:

- *Nihai sınır durumu*: Kayma, devrilme ve aşırı bozuşmadan ileri gelen duraysızlık da dahil olmak üzere, yapının göçmesi ve şev yenilmesi.
- *Hizmet verebilirlik sınır durumu*: Aşırı deformasyonun ve kabul edilemez kötüleşmenin başlangıcı.

LFRD tasarımının temeli, yüklerin ve dirençlerin parametrelerdeki belirsizlik ve değişkenlik derecesini yansıtan faktörlerle çarpılmasıdır. Tasarım için gereken şey, faktörlü direncin faktörlü yüklere eşit veya daha büyük olmasıdır. Bu durum matematiksel olarak aşağıdaki gibi ifade edilir:

$$\phi_k R_{nk} \geq \sum \eta_{ij} \gamma_{ij} Q_{ij} \tag{1.21}$$

Burada, ϕ_k = direnç faktörü, R_{nk} = k'inci yenilme modu veya hizmet verebilirlik sınır durumu için nominal dayanım, η_{ij} = elemanın veya sistemin sünekliği, taşırılığı veya işletimsel önemini hesaba katan faktör, γ_{ij} = yük faktörü ve Q_{ij} = göz önüne alınan yükte j'inci yük

kombinasyonundaki *i*'nci yük tipi için eleman yük etkisidir.

(1.21) eşitliğinin uygulamasında yük duraylılık için faydalı olmadığı sürece yük faktörleri 1'den büyük ve direnç faktörleri 1'den küçüktür. Buradan hareketle, bir kayma yüzeyinin kesme direnci için Mohr-Coulomb denklemi aşağıdaki gibi ifade edilebilir:

$$\tau = f_c c + (\sigma - f_U U)\, f\phi \tan\phi \qquad (1.22)$$

Kohezyon (c), sürtünme açısı (ϕ) ve su basıncının (U) her biri 1'den küçük kısmî faktörlerle çarpılırken, kayma yüzeyi üzerindeki normal gerilme (σ) şev ağırlığına ve uygulanan herhangi yüklere tatbik edilen ve 1'den büyük olan kısmî yük faktörü kullanılarak hesaplanır. Direnç faktörlerinin gerçek değerleri, inşaat sırasındaki deneyin kapsamı ve hareketli yükün ölü yüke oranı gibi faktörlere bağlı olarak değişir.

LFRD çoğu zaman sadece (bir örnek olması bakımından) şevin bir köprü abatmanının bir bileşeni olduğu şev tasarımında kullanılmaktadır. Herhangi bir yapının bileşeni olmayan şevler için, Altbölüm 1.4.2 ve 1.4.4'de tanımlanan tasarım yöntemleri daha yaygın olarak kullanılmaktadır.

Bölüm 2

Yapısal Jeoloji ve Veri Yorumlama

2.1 Jeolojik İncelemenin Amacı

Kaya şevlerinin duraylılığı çoğu zaman şevin kazıldığı kayanın yapısal jeolojik özelliklerinden önemli derecede etkilenir. Yapısal jeoloji kayalarda genellikle *süreksizlikler* olarak adlandırılan tabakalanma düzlemleri, eklemler ve faylar gibi doğal yollarla meydana gelen kırıklara işaret eder. Süreksizliklerin duraylılıkla ilgili özellikleri yönelim, devamlılık, pürüzlülük ve dolguyu kapsar. Süreksizliklerin önemi, sağlam kayadaki zayıflık düzlemleri olmaları ve yenilmenin daha çok bu yüzeyler boyunca gelişme eğilimi göstermesidir. Şekil 2.1'de görülen şevlerde olduğu gibi, süreksizlikler duraylılığı doğrudan etkileyebilir. Şekil 2.1(a)'daki şev yüzeyi, kazının tüm yüksekliği boyunca devamlı olan tabakalanma düzlemlerinden oluşmaktadır; *düzlemsel yenilme* olarak anılan bu durum Bölüm 6'da ayrıntılı olarak ele alınmıştır. Alternatif olarak, şev yenilmesi şev yüzeyinin arkasında kesişen iki süreksizlik üzerinde de gelişebilir [Şekil 2.1(b)]; *kama* yenilmesi olarak adlandırılan bu koşul Bölüm 7'de ayrıntılı olarak ele alınmıştır.

Alternatif olarak, tek bir süreksizliğin duraylılığı kontrol etmediği bir açık ocak madenciliği örneğindeki gibi, süreksizlik uzunluğunun şev boyutlarından kısa olduğu durumlarda süreksizikler şev duraylılığını dolaylı olarak etkileyebilir. Ancak, süreksizliklerin özellikleri şevin kazıldığı kayanın dayanımını etkiler.

Şev duraylılık çalışmalarının neredeyse tamamında sahanın yapısal jeolojisi dikkate alınmaktadır. Aşağıda açıklanacağı gibi, bu tür çalışmalar iki basamak şeklinde yürütülür. Birincisi, süreksizlik özelliklerinin belirlenmesidir. Bu işlem, mostraların haritalanmasını ve (şayet mevcutsa) saha koşulları için gerekli olduğu hallerde sondaj karotlarının incelenmesini kapsar. İkincisi, süreksizliklerin duraylılık üzerine etkisinin belirlenmesidir. Bu işlemde, süreksizlik yönelimi ile şev yüzeyinin ilişkisi incelenir. *Kinematik analiz* olarak adlandırılan bu çalışmanın amacı, şev yenilmesinin olası biçimlerini tespit etmektir.

Bir jeolojik haritalama programının genel amacı, duraylılığı belirli bir yüzey üzerinde kontrol eden bir veya daha fazla süreksizlik takımının veya fay gibi tek bir yapının belirlenmesidir. Örnek olarak, tabakalanma düzlemi şev yüzünü keserek dışarı çıkan pozisyonda olabilir ve bir düzlem yenilmesi oluşturabilir; ya da, iki eklem takımı bir dizi kama üretecek şekilde kesişebilir. Süreksizliklerin birbirine dik üç takım halinde (muhtemelen bir ilave takım ile birlikte) bulunması yaygındır. Şev tasarımına dahil edilebilecek süreksizlik takım sayısının dört ile sınırlandırılması tavsiye edilir; bundan daha fazla takımlara ait süreksizliklerin yöneliminde saçılmalar göstermesi olasıdır. Kaya kütlesinde seyrekçe oluşan süreksizliklerin genel şevin duraylılığına önemli bir etkisinin olması zayıf bir ihtimaldir; bu nedenle, tasarımda göz önüne alınmayabilirler. Ancak, devamlılık arzeden, olumsuz bir yönelimdeki fay gibi tek bir yapı, duraylılığı kontrol edebilir.

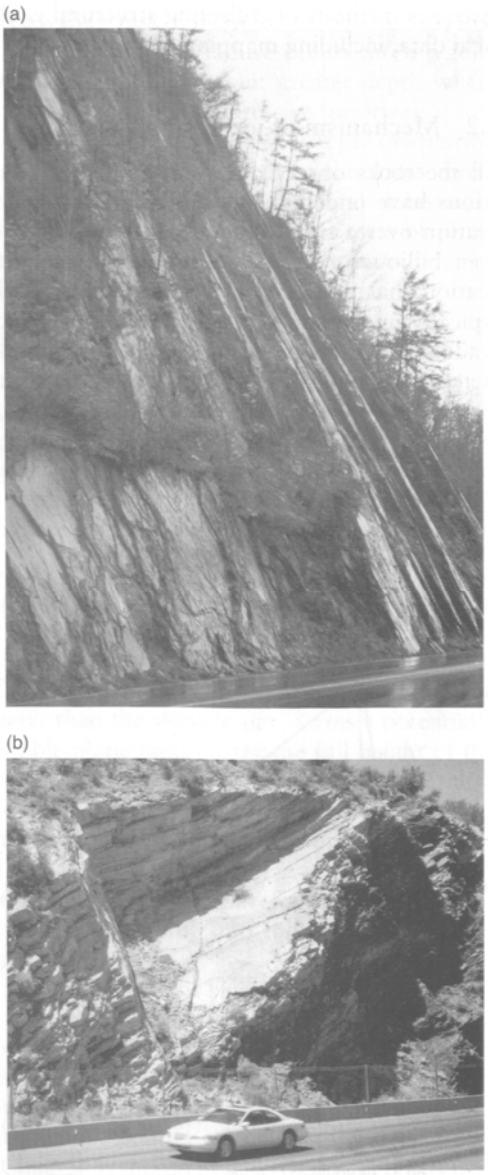
Süreksizliklerin rasgele yönelim gösterdiği bazı jeolojik koşullar vardır. Meselâ, akış halinde iken çabucak soğuyan bazaltta eklemlerin devamlı olmadığı, eğrisel olduğu ve

belirli bir yönelim sergilemediği bir "mozayik" yapısı gösterebilir. Ayrıca, bazı volkanik kayalar yüzeyden sadece birkaç metre derine sarkan takımlar içerebilir; komşu alanda farklı takımlar gelişebilir.

İnşaat mühendisliği projelerindeki kaya şevlerinin tasarımında genellikle bir şevin tüm uzunluğu boyunca tekdüze bir şev açısında tasarlanması önerilmektedir; topoğrafik ölçüm ve patlatma deliklerinin yerleşimi için karışıklıklara neden olmasından dolayı, değişik şev açılarında bir şev kazısı yapılması pratik olmamaktadır. Bunun için, jeolojik verileri şev tasarımına uygularken, tabakalanma veya ortogonal eklem takımları gibi baskın jeolojik yapının tasarımda kullanılması gerekir. Bu kılavuz bilginin bir istisnası, kaya yarması içindeki kaya tipinde önemli değişimler gözlenen durumlar olabilir; bunların her biri için ayrı bir tasarım hazırlanması daha uygun olabilir. Ancak, böyle durumlarda bile, şevin tamamını iki tasarım arasında daha az eğimli olana göre kazmak veya daha az duraylı malzemede destek kullanmak inşaat maliyetleri açısından daha ekonomik olabilir.

Bir jeolojik haritalama planlamasında bir başka husus, tasarım setlerinin tanımlanması için kaç tane süreksizlik takımının haritalanması gerektiğine karar verilmesidir. Doğal bir yüzeyi veya mevcut bir kazı yüzeyini incelemek suretiyle, yapıların takımlar halinde mi yoksa rasgele yönelimde mi olduğunu belirlemek mümkündür. İyi kaliteli kaya mostralarının bulunduğu ve yapının tekdüze olduğu yerlerde 20 kadar ölçüm, bu takımların yönelimleri hakkında bilgi verebilirken; devamlılık, açıklık ve dolgu gibi tipik özellikleri tanımlamak için 50-100 kadar ölçüm gerekir. Daha fazla sayıda süreksizliğin haritalanmasını gerektiren koşullar, faylı veya kıvrımlı yapı veya değişik kaya tipleri arasındaki dokanakları kapsar. Böyle durumlarda her birime ait özelliklerin tanımlanması için birkaç yüz adet özelliğin haritalanması gerekebilir. Haritalanması gereken eklem sayısını belirlemede ayrıntılı bir prosedür Stauffer (1966) tarafından tanımlanmıştır.

Yapısal jeoloji bu kitabın iki bölümünde özel olarak ele alınmıştır. Bölüm 2'de süreksizliklerin özellikleri tanımlanmakta ve kinematik analizde nasıl kullanıldıkları gösterilmektedir. Bölüm 3'de ise, haritalama ve sondaj da dahil olmak üzere, yapısal jeoloji verilerini toplama yöntemleri üzerinde durulmuştur.



Şekil 2.1 Devamlı süreksizliklerin oluşturduğu kayma yüzeyleri: (a) Şevin tüm yüksekliği boyunca devamlılık arzeden ve yönelimleri şev yüzeyine paralel olan tabakalanma düzlemlerinin oluşturduğu düzlemsel yenilme (Kuzey Carolina'da Robbinsville yakınında 16 No'lu karayolu üzerindeki şeyl); (b) şev yüzeyini kesen ve ayrıca aralarında kesişen iki düzlemin oluşturduğu kama yenilmesi (Arizona'da Phoenix yakınında 60 No'lu karayolu üzerinde sedimenter formasyon).

2.2 Eklem Oluşum Mekanizması

Mostra ve kazılarda gözlenen kayaların tümü yüzmilyonlarca (belki de milyarlarca) yıllık bir değişim sürecine maruz kalmışlardır. Sözgelimi, bir sedimenter kayanın maruz kaldığı değişimler dizisi; yüzeyde çökelme, ısı ve basıncın yüksek olduğu birkaç kilometre derinliğe yavaş yavaş gömülme ve sonra yükselim ile yüzeye çıkma şeklindedir (Şekil 2.2). Bu sürecin tamamında kaya kıvrımlanma ve faylanma içeren deformasyonlara maruz kalabilir. Genellikle kayanın dayanımını birçok kez aşan gerilmelere yol açan bu süreçler kayada kırılma, eklemlenme ve faylanmaya neden olmaktadır. Sedimenter kayalarda çökelimin devamlılığını kesintiye uğratan tabakalanma düzlemleri de oluşur.

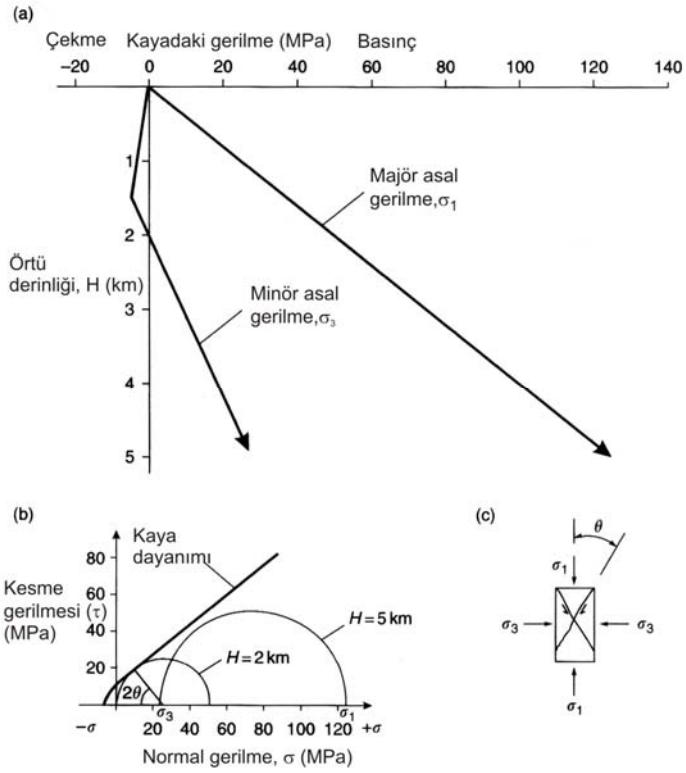
Şekil 2.2(a)'da kaya üzerine etkiyen su, termal ve tektonik basınçlar olmadığı varsayımıyla gerilmelerin derinlikle nasıl arttığı görülmektedir (Davis ve Reynolds, 1996). Majör asal gerilme olan düşey gerilme (σ_1) örtü kayanın ağırlığına eşit olup,

$$\sigma_1 = \gamma_r H \tag{2.1}$$

bağıntısıyla ifade edilir. Burada, γ_r = kayanın birim ağırlığı ve H = örtü kalınlığıdır. Minör asal gerilme olan yatay gerilme (σ_3) de Poisson oranı (μ) ve oluşan sıcaklık artışından dolayı derinlikle artmaktadır. İdeal koşullarda σ_3 ile σ_1 arasında şöyle bir ilişki vardır:

$$\sigma_3 = \left(\frac{\mu}{1-\mu}\sigma_1\right) + \left(\frac{E}{1-\mu}\varepsilon\Delta T\right) \tag{2.2}$$

Burada, E = kayanın deformasyon modülü, ε = termal genleşme katsayısı ve ΔT = sıcaklık artışıdır. (2.2) eşitliğinin ilk bileşeni yerçekimi yüklemesinden ileri gelen yatay gerilmenin değerini gösterir; Poisson oranının (sözgelimi) 0,25 olması halinde $\sigma_3 = 0{,}33\sigma_1$ olur. Kayanın genişleme fırsatı yoksa, deformasyon modülü 50 GPa, ε değeri 15 x 10^{-6} / ^{0}C olan kayada sıcaklığın 100 ^{0}C artması halinde 100 GPa'lık bir termal gerilme ortaya çıkar. Gerçekte, asal gerilmelerin değerleri kıvrımlanma ve faylanma gibi deformasyonlar üreten tektonik etki ile değiştirilmektedir.



Şekil 2.2 Kayaların gömülme ve yükseliminden dolayı eklem gelişimi: (a) Gömülme sırasında kayada gerilme değişimleri; (b) kaya çatlaması için gerekli koşulları gösteren Mohr diyagramı; (c) gerilme yönüne göre eklem eğimleri (Davis ve Reynolds, 1996).

Şekil 2.2(a)'da σ_1'in değeri (2.1) eşitliği ile tanımlanmakta ve σ_3'ün değeri de aşağıda açıklandığı gibi değişmektedir. Sedimentlerin henüz taşlaşmadığı 1,5 km'den az derinliklerde σ_3 çekme şeklinde olup, bundan daha büyük derinliklerde σ_3'ün değeri, sıcaklıkta bir değişim olmadığı kabul edilerek, (2.2) eşitliği ile tanımlandığı gibi artmaktadır.

Şekil 2.2(a)'da görülen gömülme-yükselim sırasında kayada eklem oluşumu, uygulanan gerilmelere kıyasla kayanın dayanımına bağlıdır. Kayanın kırılmasına neden olan koşulları belirlemede kullanılan bir yöntem, Mohr diyagramıdır [Şekil 2.2(b)]. Şekil 2.2(b)'de kaya dayanımı bası gerilmeleri için düz bir çizgi şeklinde ve çekme gerilmeleri için de eğrisel çizgi şeklinde görülmektedir. Bu eğriselliğin nedeni, kayaya çekme gerilmesi uygulandığı zaman, kaya içindeki mikro-çatlakların dayanımı azaltan gerilme yoğunlaştırıcıları olarak davranmasıdır. Mohr diyagramı üzerindeki daireler farklı derinliklerdeki σ_1 ve σ_3 gerilmelerini temsil ederler; dairenin düz çizgiyi kestiği yerlerde yenilme oluşur. Gerilme koşulları, 2 km derinlikte (σ_1 = 52 MPa; σ_3 = 0 MPa) kırık oluşacağını göstermektedir; çünkü, yatay gerilme sıfırdır. Ancak, kayanın oldukça yüksek yatay gerilmeye maruz kaldığı 5 km derinlikte (σ_1 = 130 MPa; σ_3 = 25 MPa) kayada kırık oluşmaz; çünkü, kaya dayanımı gerilmeden büyüktür. σ_3'ün düşük veya çekme (negatif) olduğu koşullardaki yenilme, σ_1 ve σ_3'ün ikisinin de bası (pozitif) şeklinde olduğu daha büyük derinliklerdeki koşullara kıyasla daha kolay olmaktadır.

Mohr diyagramında ayrıca gerilme yönüne göre çatlak yönelimi de görülmektdir [Şekil 2.2(c)]. Asal gerilmelerin yönelimleri karşılıklı olarak birbirine dik açılı olduğundan, eklem takımları ortogonal yönlerde oluşma eğilimi gösterirler.

2.3 Süreksizliklerin Şev Duraylılığına Etkisi

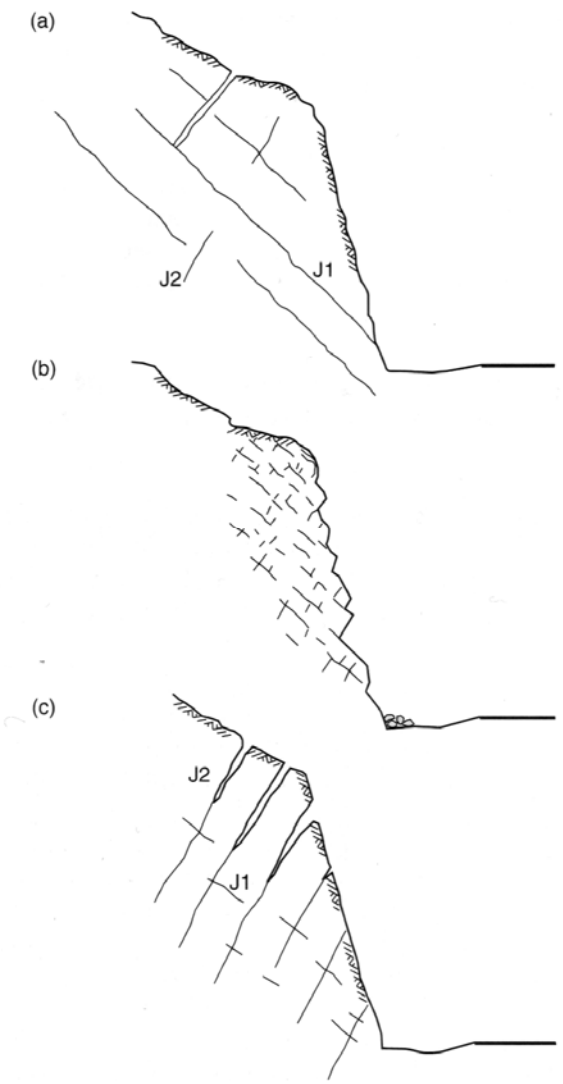
Süreksizliklerin yöneliminin duraylılığı etkileyen başlıca jeolojik faktör olmasının ve bu bölümün konusu olmasının yanında, tasarımda devamlılık ve açıklık gibi diğer özellikler de önemlidir. Meselâ, Şekil 2.3'de iki süreksizlik takımı içeren bir kaya kütlesinde kazılan üç şev görülmektedir: J1 takımı yatay ile 45^0 açı yapmakta ve şev yüzeyini kesmekte; J2 takımı ise, yatay ile 60^0 açı yapmakta ve şev yüzeyini kesmektedir. Bu şevlerin duraylılıkları aşağıda açıklanan sebeplerden dolayı farklıdır. Şekil 2.3(a)'da açıklığı çok geniş ve devamlılığı da şev yüksekliğinden fazla olan J1 takımı, kazının tüm yüksekliği boyunca potansiyel bir düzlemsel yenilme duraylılığına sahiptir. Şekil 2.3(b)'de J1 ve J2 takımlarının ikisinin de devamlılıkları kısa ve açıklıkları dardır; buna göre, küçük blokların yamaç yüzünden kopmaları mümkün olmakla birlikte, şevde genel bir yenilme söz konusu değildir. Şekil 2.3(c)'deki J2 takımı hem devamlı hem de dar açıklıklı olup, şev içine dalan ve devrilme yenilmesi oluşturan bir dizi ince dilimler şeklindedir.

Şekil 2.3'ün önemi, J1 ve J2 eklem takımlarının stereonet üzerindeki konumlarının özdeş olmasına rağmen, bu süreksizliklerin tasarımda göz önüne alınması gereken başka özelliklerinin bulunmasıdır. Bölüm 3'de daha ayrıntılı olarak ele alınacak olan bu özellikler, kaya şev tasarımı için jeolojik veri toplamanın bir parçası olarak ayrıntılı biçimde tanımlanmalıdır.

2.4 Süreksizliklerin Yönelimi

Bir şevde süreksizliklerin incelenmesinde ilk adım, bunların yönelimlerinin analiz edilmesi ve kayada potansiyel olarak duraysızlık oluşturabilecek süreksizlik takımlarının veya bireysel süreksizliklerin teşhis edilmesidir. Süreksizlik yönelimi ile ilgili bilgiler, yüzey ve yeraltı haritalaması, karotlu sondajlar ve jeofizik gibi kaynaklardan elde edilebilir; bu verilerin analize kolaylıkla uygulanabilir bir prosedür kullanılarak birleştirilmesi gerekir. Bu analiz, bir süreksizlik yönelimini ifade etmede tek ve kesin bir yöntem kullanmak suretiyle gerçekleştirilir.

Yönelim için önerilen terminoloji *eğim* ve *eğim yönü*dür. Aşağıdaki gibi tanımlanan bu kavramlar Şekil 2.4(a) ve (b)'de şematik olarak görülmektedir.



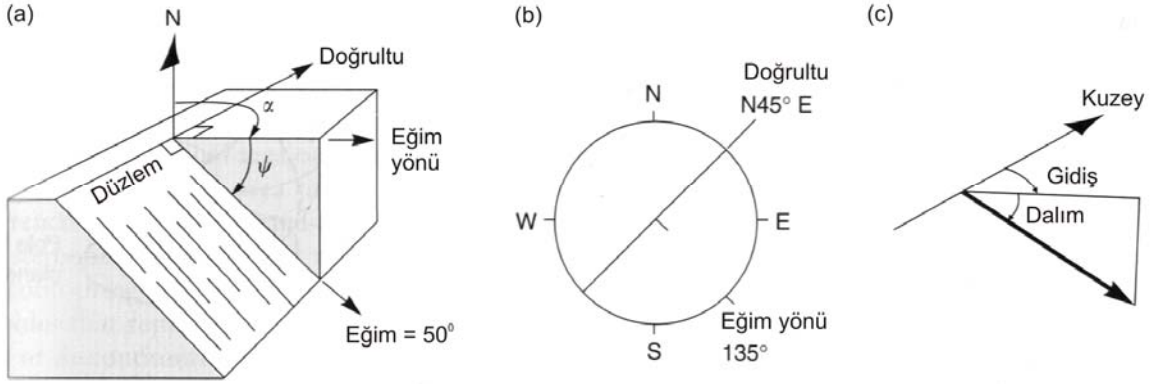
Şekil 2.3 Eklem özelliklerinin şev duraylılığına etkisi: (a) Şev yüzeyini kesen devamlı J1 eklemleri potansiyel olarak duraysız kayma blokları oluşturmakta; (b) dar açıklıklı, devamlılığı kısa eklemler küçük blokların şevden kopmasına neden olmakta; (c) şev içine doğru eğimli devamlı J2 eklemleri potansiyel devrilme blokları oluşturmaktadır.

1. *Eğim*, süreksizliğin yatay ile yaptığı en büyük açıdır (ψ açısı).
2. *Eğim yönü* veya *eğim azimutu*, eğim çizgisinin yatay izinin kuzeyden saat yönünde ölçülen yönüdür (α açısı).

Altbölüm 2.5'de görüleceği gibi, eğim/eğim yönü sistemi; arazi haritalaması, stereonetler üzerine işaretleme ve süreksizlik yönelim analizi gibi işlemlerde son derece kullanışlı bir araçtır. Bir düzlemin yönelimini belirlemede alternatif olarak kullanılan *doğrultu*, eğimli bir düzlemin bir referans yatay düzlem ile arakesitidir. Doğrultu eğim yönüne dik olup, doğrultu ile eğim arasındaki ilişki Şekil 2.4(b)'de verilmiştir; buradaki düzlemin doğrultusu K45D ve eğimi de 50GD'dur. Eğim ve eğim yönü açısından bu düzlemin yönelimi 50/135 olup, aynı zamanda stereografik analizde kullanılabilen basit bir tanımlama biçimi olarak düşünülmektedir. Eğimi iki rakamla ve eğim yönünü de üç rakamla (sözgelimi 90^0 için 090) ifade etmek suretiyle, hangi rakamların hangi ölçüme karşılık geldiği konusundaki karmaşıklıklar önlenmiş olur. Doğrultu ve eğim ölçümleri (bu tür bir haritalama şekli tercih edildiği takdirde) kolaylıkla eğim ve eğim yönü ölçümlerine dönüştürülebilir.

Bir çizginin yönelimini belirlemede *dalım* ve *gidiş* terimleri kullanılır [Şekil 2.4(c)]. Dalım, bir çizginin yatayla yaptığı açı olup, pozitif değerler yatayın altındaki ve negatif değerler de yatayın üstündeki dalımları temsil ederler. Gidiş, çizginin yatay izinin kuzeyden saat yönünde ölçülen yönü olup, bir düzlemin eğim yönüne karşılık gelir.

Jeolojik yapıyı arazide haritalarken, bir düzlemin gerçek ve görünür eğim açılarının ayırt edilmesi gerekir. Gerçek eğim bir düzlemin en büyük eğim açısı olup, daima görünür eğimden büyüktür. Gerçek eğim aşağıdaki gibi bulunabilir. Bir küçük çakıl veya bir miktar su düzlem üzerine bırakıldığı zaman, bunların izleyeceği yol her zaman eğim yönüne karşılık gelir; bu çizginin eğimi gerçek eğimi verir.



Şekil 2.4 Süreksizlik yönelimini tanımlayan terminoloji. (a) Düzlemin izometrik görünümü (eğim ve eğim yönü); (b) düzlemin plan görünümü; (c) çizginin izometrik görünümü (dalım ve gidiş).

2.5 Yapısal Jeolojide Stereografik Analiz

Önceki altbölümlerde kaya şev duraylılığını etkileyen yapısal jeolojik özellikler tanımlanmıştır. Bu veriler çoğu zaman doğal bir saçılım derecesi ile birlikte üç boyutta oluşur; bu verileri tasarımda kullanabilmek için, bu konuları kapsayabilecek bir analiz yönteminin elde mevcut olması gerekir. Stereografik izdüşüm tekniğinin bu uygulama için ideal olduğu düşünülmektedir.

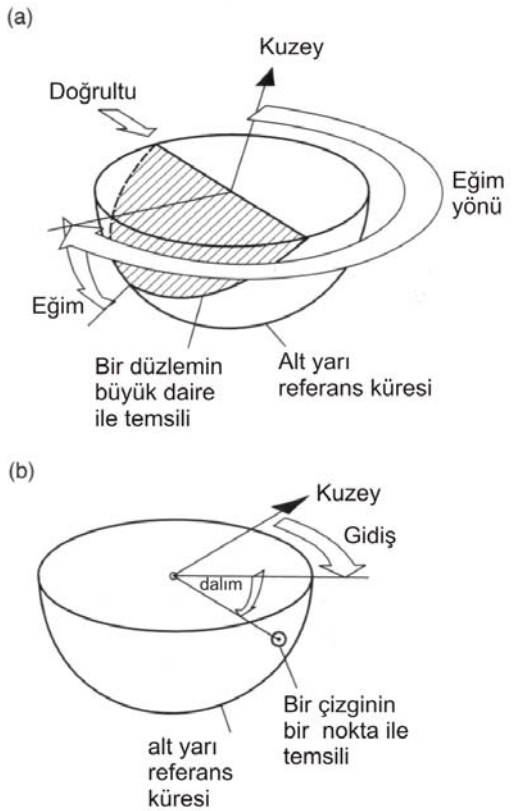
Bu altbölümde süreksizlik takımlarının teşhis edilmesi ve şev duraylılığına etkilerinin incelenmesi için, stereonet kullanarak yapısal jeoloji verilerinin analiz edilme yöntemleri üzerinde durulmuştur.

2.5.1 Stereografik İzdüşüm

Stereografik izdüşüm tekniği üç boyutlu yönelim verilerini iki boyutta temsil edilmesine olanak verir. Stereografik sunumlar bir boyutu devre dışı bırakmakta ve çizgiler veya noktalar düzlemleri ve noktalar da çizgileri temsil edebilmektedir. Stereografik izdüşümlerin önemli bir sınırlaması, sadece çizgiler ve düzlemler arasındaki açısal ilişkileri göz önüne alması ve herhangi bir özelliğin konumunu veya boyutunu temsil etmemesidir.

Stereografik izdüşüm, ekvatoral düzlemin yatay ve bu düzlemin konumunun kuzeye göre sabit olduğu bir referans küreyi içerir (Şekil 2.5). Belirli dalım ve gidişteki düzlemler ve çizgiler, yapısal unsurun ekseni referans kürenin merkezinden geçecek biçimde hayalî olarak konumlandırılır. Yapısal unsurun referans kürenin alt yarısı ile arakesiti, referans küre yüzeyinde özel bir çizgiye karşılık gelir. Bir düzlem için referans küre ile arakesit çizgisi bir daire olup, büyük daire şeklinde adlandırılır. Bir çizginin referans küre ile arakesiti bir noktadır. Bir düzlem veya çizginin stereografik izdüşümünü elde etmek için, referans küre ile arakesit yeri kürenin tabanındaki yatay düzleme döndürülür (Şekil 2.6). Döndürülmüş çizgiler veya noktalar, stereonet üzerinde yapısal unsurun eğimini (dalımını) ve eğim yönünü (gidişini) temsil eden özel noktalardır. Stereonetleri kullanan şev duraylılık analizinde, süreksizlikleri ve şev yüzeyini temsil etmede düzlemler kullanılmaktadır.

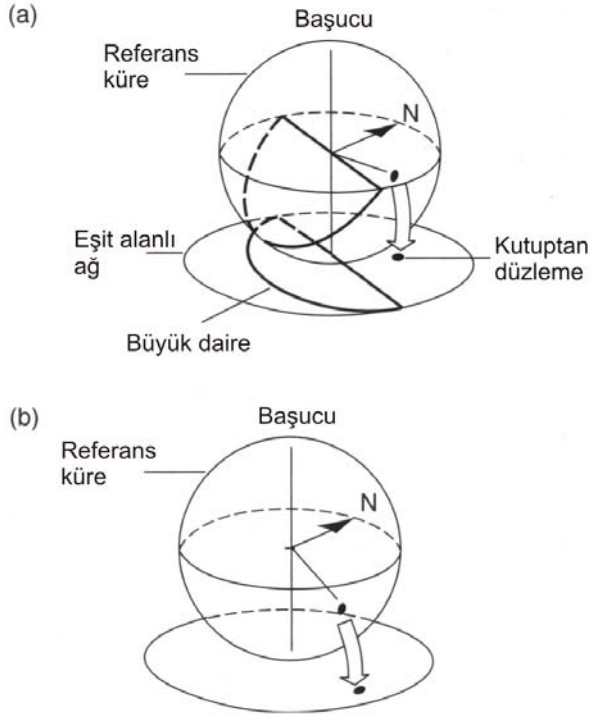
Bir düzlem yönelimini temsil etmenin alternatif bir yolu, düzlemin kutbudur [Şekil 2.6(a)]. Kutup, herhangi bir düzlemin normali olan ışınsal çizginin, referans küre yüzeyini deldiği yerdir. Kutup izdüşümünün değeri, bir düzlemin yöneliminin tamamının tek bir nokta ile temsil edilebilmesinden ileri gelmektedir. Altbölüm 2.5.2'de tanımlandığı gibi; kutupların kullanımı, büyük dairelerin kullanımına kıyasla, çok sayıda düzlemin analizini kolaylaştırmaktadır.



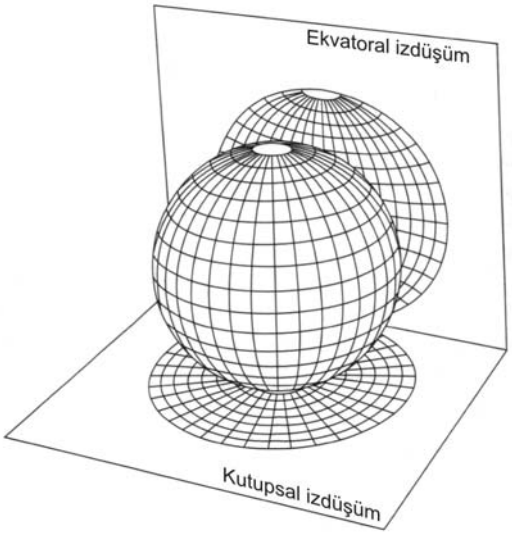
Şekil 2.5 Düzlem ve çizginin referans kürenin alt yarıküresinde stereografik temsili: (a) Düzlemin büyük daire şeklinde izdüşümü; (b) çizginin izometrik görünümü (dalım ve gidiş).

Stereonetler üzerinde verilen bilgilerin yorumlanmasına bir yardımcı araç olması bakımından, Şekil 2.5 ve 2.6'da düşük eğimli düzlem ve çizgilerin büyük dairelerinin ve noktalarının stereonetin dış dairesi yakınlarına ve eğimi fazla olanların da merkez yakınlarına düştüğü görülebilir. Bunun aksine, düşük eğimli düzlemlerin kutupları merkez yakınına düşerken, çok eğimli düzlemlerin kutupları dış daireye yakın yerlere düşmektedir.

Yapısal jeolojide kutupsal ve ekvatoral izdüşüm olmak üzere iki tip stereografik izdüşüm kullanılmaktadır (Şekil 2.7). Kutupsal ağda sadece kutuplar işaretlenebilirken, ekvatoral ağda (daha sonra açıklanacağı üzere) hem düzlemler hem de kutuplar işaretlenebilmektedir. Ekvatoral izdüşüm durumunda en yaygın stereonet izdüşümü eşit alan veya Lambert (Schmidt)



Şekil 2.6 Düzlem ve çizginin eşit alan izdüşümleri: (a) Büyük daire olarak izdüşürülen düzlem ve ona karşılık gelen kutup; (b) kutup olarak izdüşürülen çizgi.

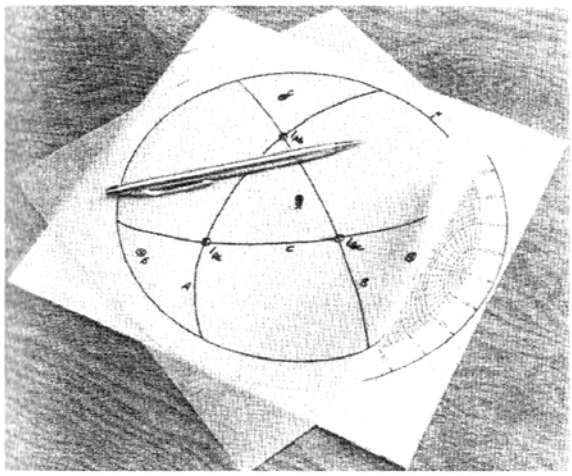


Şekil 2.7 Bir kürenin ışınsal ve ekvatoral izdüşümleri.

ağıdır. Bu ağda referans küre üzerindeki herhangi bir alan, stereonet üzerine eşit alan olarak izdüşürülür. Ağın bu özelliği, tercihli

yönelimleri veya süreksizlik takımlarını temsil eden kutup konsantrasyonlarını konturlamada kullanılmaktadır. Ekvatoral izdüşümün diğer çeşidi, eşit açılı ağ veya Wulff ağıdır; açısal ilişkileri incelemede Wulff ve Lambert ağlarının ikisi de kullanılabilse de, kutup konsantrasyonlarını konturlamada sadece Lambert ağı kullanılabilir.

Bu iki ağ Ek I'de yapısal verilerin işaretlenip analiz edilebileceği bir boyutta verilmiştir. Yapısal verilerin elle işaretlenmesinde genel prosedür, Şekil 2.8'de görüldüğü gibi, ağlar üzerine bir şeffaf kağıt yerleştirerek, kutup ve düzlemlerin şeffaf kağıt üzerine çizilmesidir. Büyük dairelerin çizimi (aşağıda açıklandığı gibi) şeffaf kağıdın ağ üzerinde döndürülmesini gerektirdiğinden, merkez noktasına bir raptiye yerleştirilir ve eğrilerde bir yamulma olmaksızın işaretleme yapılır.[1]



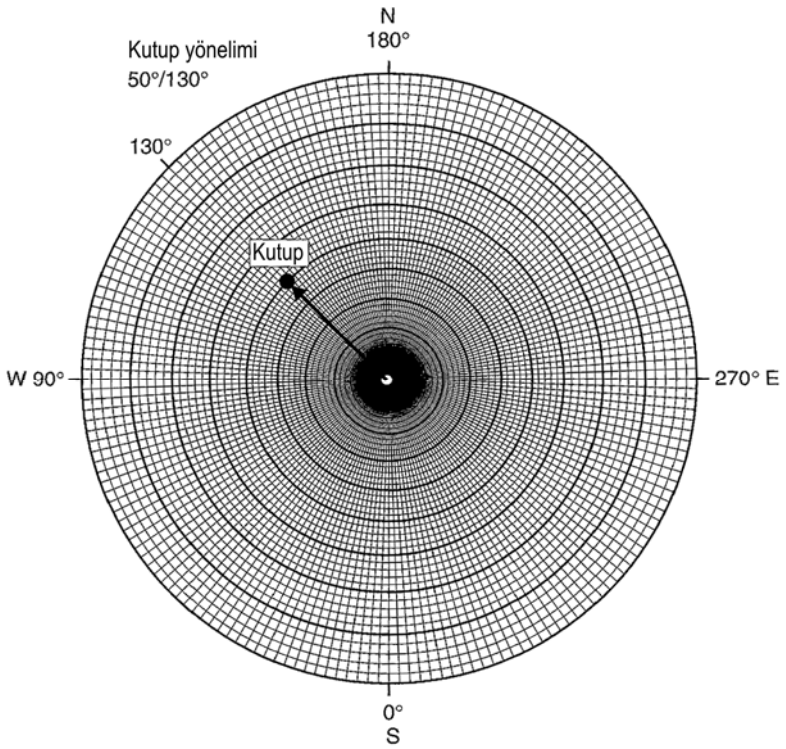
Şekil 2.8 Stereonetin merkezine yerleştirilen bir raptiye üzerine iliştirilen bir şeffaf kağıda işaretlenen ve analiz edilen jeolojik veriler.

Stereografik izdüşümler konusundaki daha ileri ayrıntılar Philips (1971) ve Leyshon ve Lisle (1996) tarafından tanımlanmıştır. Philips (1971) bu tekniğin teorik arka plan bilgisini vermiş; Leyshon ve Lisle (1996) bu tekniğin jeolojik haritalamaya uygulanmasını göstermiştir. Goodman ve Shi'nin (1985) geliştirdiği *anahtar blok teorisi*nde, stereografik tekniklerin yüzeyden kayan blokları veya "uzaklaştırılabilir" kamaları teşhis etmede nasıl kullanıldığı gösterilmiştir.

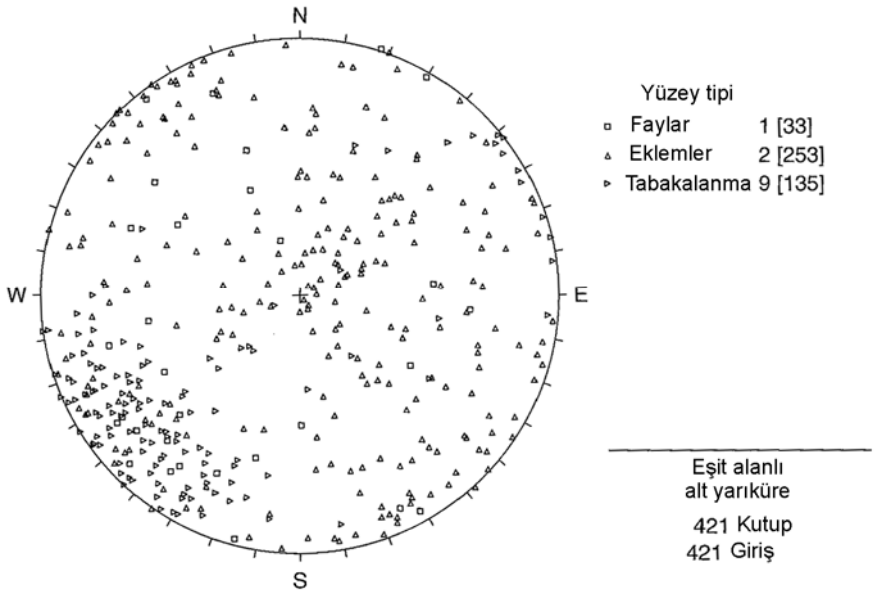
2.5.2 Kutup ve Kontur Diyagramları

Bir düzlemin kutbu, Şekil 2.6'da gösterildiği gibi, o düzlemin yöneliminin bir nokta ile temsil edilmesine olanak verir. Her düzlemin tek bir nokta ile temsil edildiği kutup diyagramları, çok sayıdaki süreksizliğin yönelimini incelemenin en uygun yoludur. Bu diyagram ile, süreksizlik takımlarının yönelimlerini temsil eden kutup konsantrasyonlarının görsel tasviri anında elde edilmekte ve analiz, farklı tip süreksizlik takımları için farklı semboller kullanılarak kolaylıkla yapılabilmektedir. Ağ üzerinde dış daire çevresindeki eğim yönü ölçeği ($0\text{-}360^0$) düşey eksenin tabanında sıfır ile ve ağın tepesinde de 180^0 ile işaretlenmiştir. Bu düzenleme, izleme kağıdını döndürmeye gerek kalmaksızın kutupların doğrudan işaretlenebildiği bir uygulama şekli olup, kutupsal ve ekvatoral ağların her ikisi üzerine işaretlenen kutupların konumlarının özdeş olduğu ortaya konabilir.

[1] Bürodan uzak otel odalarında bir bilgisayar veya ışıklı masa bulunmadığı zaman stereonet hazırlamak gerektiğinde, bir televizyon ekranı bu amaç için kullanılabilir. İşaretlenen nokta sayısı çok fazla saçıldığı zaman, ekrandaki statik elektrikten yararlanmak suretiyle, ağ üzerinde izleme kağıdı döndürülerek işaretleme yapılabilir.



Şekil 2.9 Kutupların bir kutupsal ağ üzerine işaretlenmesi. 50/130 şeklinde yönelimi olan bir düzlemin kutbunu işaretlemek için, düşey eksenin alt ucundan başlayarak dış çevre üzerinde saat yönünde 130^0'lik yeri belirleyiniz. 130^0 açıya karşılık gelen noktadaki ışınsal çizgiden ağ merkezine doğru 50^0 sayarak, 130^0 çizgisi ile 50^0 daresinin kesişim yerini işaretleyiniz.



Şekil 2.10 Tabakalanma, eklem ve fayları içeren 421 düzlemin kutup diyagramına örnek.

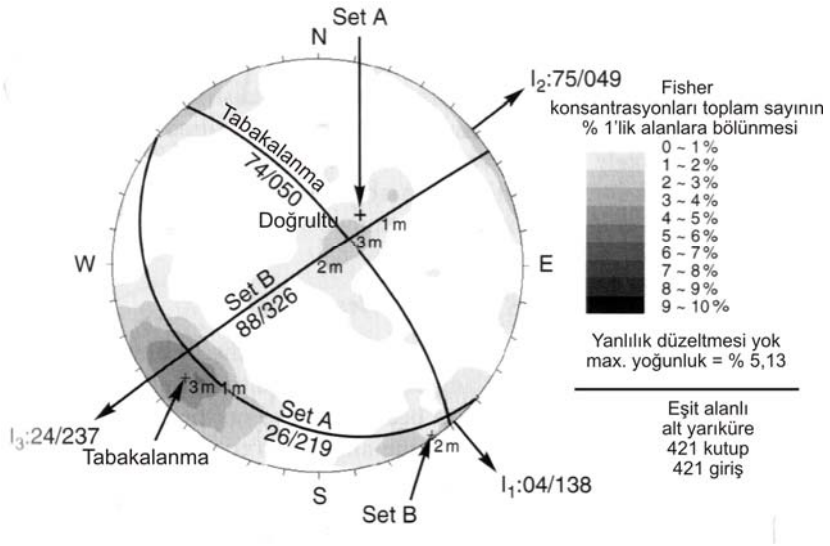
Kutup diyagramları genellikle stereografik bilgisayar programları ile oluşturulmaktadır; buna bir örnek Şekil 2.10'da verilmiştir. Bu diyagram, yaklaşık bir kilometre karelik bir alandaki tabakalı kireçtaşında haritalanan 421 orijinal kutbun alt yarıküre eşit alanlı izdüşümüdür. Kaya, tabakalanma ve iki eklem takımına ek olarak, genellikle

tabakalanma düzlemini takip eden bazı faylar şeklinde süreksizlikler içermektedir. Şekil 2.10'da üç tip süreksizliğin her biri farklı sembollerle gösterilmiştir. Kutup yönelimlerinde önemli derecede bir saçılım olmakla birlikte, dikkatlice bakıldığında özellikle güneybatı kadranında bazı kümelenmelerin olduğu görülecektir. Önemli saçılım gösteren kutup diyagramlarında süreksizlik takımlarını teşhis etmek için, bir sonraki altbölümde tanımlandığı gibi, kutup yoğunluğunun konturlanması gerekir.

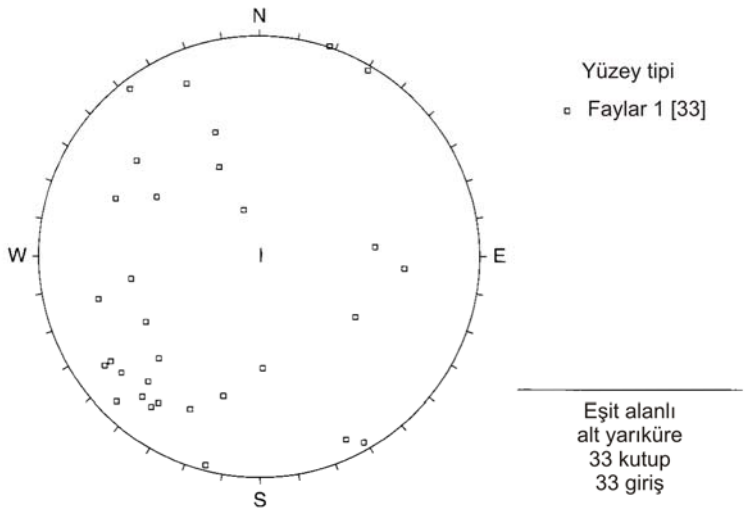
2.5.3 Kutup Yoğunluğu

Tüm doğal süreksizliklerin yönelimlerinde belirli miktarda bir saçılma söz konusu olup, bu saçılma kutup diyagramlarına yansır. Diyagramın çok sayıda süreksizlik takımına ait kutuplar içermesi halinde, farklı takımlara ait kutuplar arasında ayırım yapmak ve her takımın en olası yönelimini bulmak zor olabilir. Ancak, diyagramı konturlamak suretiyle kutupların en yoğun olarak kümelendiği alanlar kolaylıkla teşhis edilebilir. Kontur oluşturmada en yaygın yöntem, çoğu stereografik izdüşüm bilgisayar programı ile birlikte sağlanan konturlama paketinin kullanılmasıdır. Konturlama işlemi aynı zamanda Kalsbeek ağı kullanarak elle de yapılabilir. Ek I'de bir örneği görülen bu ağ, her biri stereonetin yüzde birine karşılık gelen birbirine komşu altıgen kutucuklardan oluşmaktadır (Leyshon ve Lisle, 1996). Konturlama işlemi, sayma ağını kutup diyagramı üzerine yerleştirip, her kare içine düşen kutup sayısını elde etmek suretiyle yapılır. Örnek olarak, bir kare içine toplam 421 kutbun sadece sekizinin düşmesi halinde, o karedeki yoğunluk %2 olur. Her karedeki yüzde yoğunluk belirlendikten sonra konturlar çizilebilir.

Şekil 2.11'de daha önce Şekil 2.10'da işaretlenen kutupların kontur diyagramı görülmektedir. Kontur diyagramı, tabakalanma yöneliminin nispeten az saçılım gösterdiğini, maksimum yoğunluğun %5-6 olduğunu ve tabakalanma ortalama yöneliminin eğiminin 74^0 ve eğim yönünün de 050^0 olduğunu göstermektedir. Bunun aksine, eklem yönelimleri daha büyük saçılım gösterdiğinden, kutup diyagramı üzerinde süreksizlik takımlarının teşhisi zordur. Ancak, kontur diyagramında iki ortogonal eklem takımı belirgin bir şekilde ayırt edilebilmektedir. A takımının eğimi düşük ve yaklaşık 26^0 iken, eğim yönü de tabakalanma ile yaklaşık 180^0 açı yapmaktadır. B takımının eğimi yaklaşık düşey



Şekil 2.11 Tabakalanma ve iki eklem takımına ait büyük daireler ve düzlemler arasındaki arakesit çizgileri ile birlikte Şekil 2.10'da sunulan verilerin kontur diyagramı.



Şekil 2.12 Fayların Şekil 2.10'da işaretlenen verilerden seçilen kutup diyagramı.

ve eğim yönü de 326^0 olup, A takımına yaklaşık diktir. B takımındaki süreksizliklerin bazıları kuzeybatıya ve bazıları da güneydoğuya eğimli olduğundan, B takımına ait kutuplar kontur diyagramının birbirine zıt iki kenarında yoğunlaşmıştır.

Şekil 2.11'de değişik kutup yoğunlukları her biri %1'lik kontur aralığı ile ifade edilen farklı taramalarla gösterilmiştir. Yüzde yoğunluk, alt yarıkürenin her %1'lik yüzey alanında kutup sayısına işaret eder.

Yapısal jeoloji verilerini analiz etmede stereografik izdüşümün başka bir kullanımı da, derlenen toplam veriden seçilmiş veriler için diyagramlar hazırlanmasıdır. Örnek olarak, uzunlukları şev boyutlarının sadece küçük bir fraksiyonunu oluşturan eklemlerin şev duraylılığı üzerinde önemli bir etkisinin olması ihtimal dışıdır. Ancak, fayların devamlılığı genellikle daha uzun ve sürtünme açıları da eklemlerinkinden daha küçüktür. Bu nedenle, sadece fayları gösteren bir stereografik diyagram çizimi (Şekil 2.12) tasarım açısından bir kolaylık olacaktır. Bu diyagram, sadece 33 süreksizliğin fay olduğunu göstermektedir; bunların yönelimleri tabakalanmanınkine benzemektedir. Veriler arasında seçme işlemi, arazi haritalamasının da her süreksizlik yüzeyinde gerekli ayrıntıları vermesi koşuluyla (sözgelimi) belirli bir dolgu tipi içeren veya kayma çizikli ya da sızma emareleri gösteren süreksizlikler için de yapılabilir. Ek II'de stereografik analiz programına doğrudan girdi olarak sağlanan kodlar kullanmak suretiyle süreksizlik özelliklerinin ayrıntılı olarak kaydedildiği arazi haritalama formları verilmiştir.

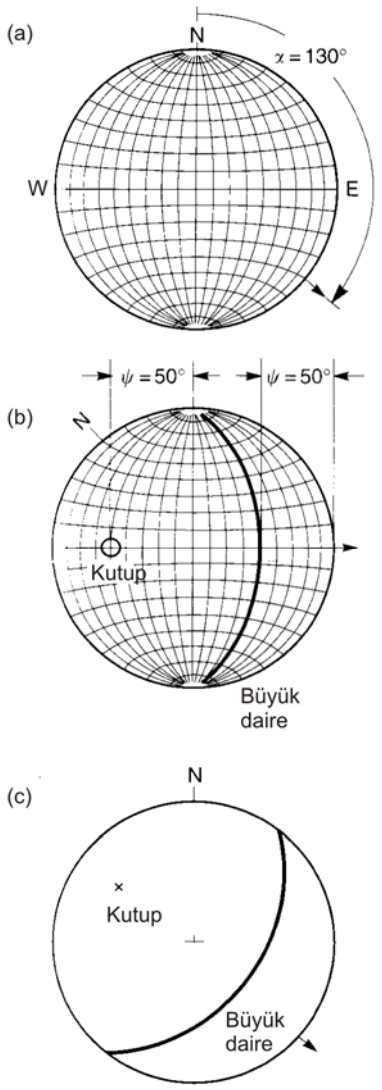
Süreksizlik takımlarına ait kutupların tayin edilmesi genellikle konturlama, stereonetin görsel incelemesi ve sahada takım yönelimlerinin çoğu zaman belirli bir eğilim gösterdiği jeolojik koşullara ait bilgilerin bir kombinasyonu şeklinde gerçekleştirilir. Ayrıca, süreksizlik takımlarının yönelim verilerindeki kümelenmelerin kapsamlı ve daha az öznel analiz ile teşhis edilmesi de mümkündür. Mahtab ve Yegülalp (1982) tarafından sunulan bir teknik, yönelimlere ait rastgele dağılımlardaki kümelenmeleri Poisson dağılımı ile teşhis etmektedir. Ancak, böyle tekniklerin uygulanmasında yaklaşık dörtten daha fazla yoğunluk veren sonuçlar, tasarımda kullanılmadan önce dikkatli bir şekilde incelenmelidir.

2.5.4 Büyük Daireler

Süreksizlik takımlarının yönelimi ile birlikte faylar gibi önemli bireysel süreksizlikler kutup diyagramlarında teşhis edildikten sonra, analizde bir sonraki adım, bu süreksizliklerin şev yüzeyinde potansiyel olarak duraysız bloklar oluşturup oluşturmadıklarının belirlenmesidir. Bu analiz, süreksizlik takım

yönelimlerinin her birinin ve ayrıca şev yüzeyinin büyük dairelerinin çizilmesi şeklinde yapılır. Bu şekilde, durayılığı etkileyen tüm yüzeylerin yönelimi tek bir diyagram üzerinde temsil edilmiş olur. Şekil 2.11'de daha önce Şekil 2.10'daki kutup diyagramının konturlanmasıyla teşhis edilen üç süreksizlik takımının büyük daireleri görülmektedir. Bir diyagramda genellikle en çok beş veya altı büyük daire gösterilebilir; çünkü, daha fazla sayıdaki büyük daireler için tüm arakesitlerin teşhis edilmesi zordur.

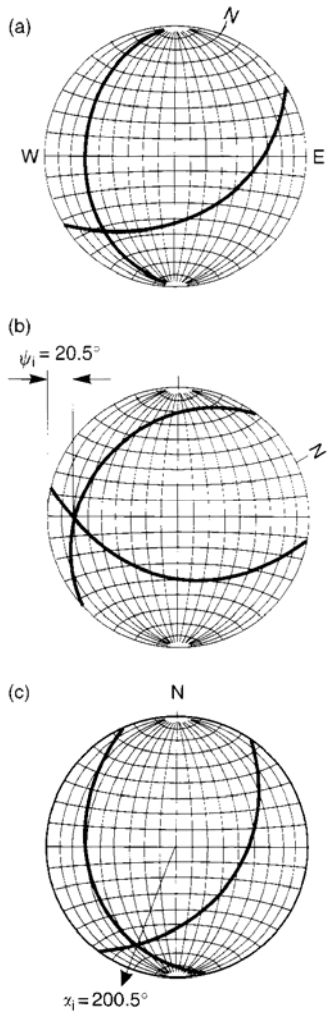
Bilgisayar programlarının çizdiği büyük daireler kullanışlı olsa da, stereografik izdüşümlerin çizilmesi ve anlaşılmasında elle çizimin ayrı bir yeri vardır. Şekil 2.13'de eşit alanlı bir ağ üzerinde büyük dairelerin çizim prosedürü görülmektedir. Şekil 2.8'de görüldüğü gibi, bu prosedürde büyük daireler stereonet üzerine yerleştirilen şeffaf kağıt üzerine çizilir.

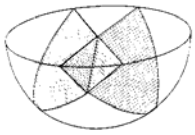


Şekil 2.13 Yönelimi 50(eğim)/130(eğim yönü) olan bir düzlemin büyük dairesinin ve kutbunun eşit alanlı bir ağ üzerinde işaretlenmesi: (a) Stereonet üzerine bir raptiye ile iliştirilmiş şeffaf kağıt üzerinde ağın dış dairesi çizilir ve kuzey noktası işaretlenir. Kuzeyden itibaren saat yönünde 130°'lik eğim yönü bulunur ve ağın dış dairesi üzerine işaretlenir: (b) eğim yönü işareti ağın D-B ekseni ile çakışacak şekilde raptiye etrafında ağ döndürülür (yani, saatin tersi yönde ağ 40° döndürülmüş olur). Ağın dış dairesinden itibaren 50° sayılır ve eğimi bu açıya karşılık gelen büyük daire şeffaf kağıt üzerine çizilir. Eğimi 90-50 olan kutbun konumu, şekilde görüldüğü gibi ağın merkezinden 50° (ya da alternatif olarak dış daireden 40°) ölçerek bulunur. Kutup, eğim yönü çizgisinin üzerine düşer; çizimin bu aşamasında ağın D-B ekseni üzerindedir; (c) şeffaf kağıt bu sefer orijinal konumuna döndürülür. Şeffaf kağıt üzerindeki kuzey işareti ile ağ üzerindeki kuzey işareti çakışmış durumdadır. Eğimi 50° ve eğim yönü 130° olan düzlemi temsil eden büyük daire ve kutbun nihai görünümü şekildeki gibi olur.

Süreksizlik takımlarının büyük dairelerinin çizilmesinde başlıca amaç, bir şevde kesişen süreksizliklerin oluşturduğu blokların şekillerinin ve bunların kayabileceği yönlerin belirlenmesidir. Meselâ, Şekil 2.1'deki şev yenilmeleri sadece bireysel süreksizliklerin [Şekil 2.1(a)] veya kesişen süreksizlik çiftlerinin [Şekil 2.1(b)] şev yüzeyini kestiği yerlerde

gelişmiştir. Böyle potansiyel yenilmelerin hareket ve göçme meydana gelmeden önce teşhis edilmesi elbette ki önemlidir. Bunun için, orijinal şev yüzeyi üzerindeki süreksizliklerin izlerinden kamanın şeklinin üç boyutlu olarak zihinde canlandırılabilmesi gerekir. Stereografik izdüşüm, bu prosedürün sadece süreksizliklerin yönelimini incelediğini ve bunların konum veya boyutu hakkında bir bilgi vermediğini hatırda tutarak, gerekli üç boyutlu analizi yapmada uygun bir vasıtadır. Stereonetin potansiyel olarak duraysız bir bloğa işaret etmesi durumunda, jeolojik harita üzerinde süreksizliklerin yerinin incelenmesiyle, bunların şev yüzeyini kesip kesmediği belirlenebilir.



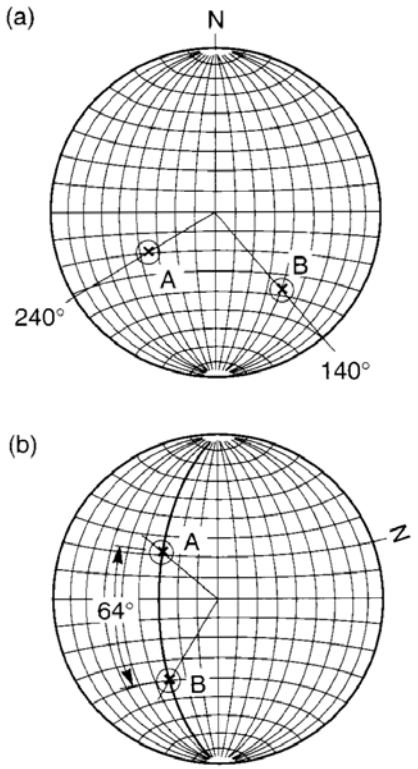


Şekil 2.14 Yönelimleri 50/130 ve 30/250 olan iki düzlemin arakesit çizgisinin yöneliminin (dalım ve gidiş) belirlenmesi: (a) Bu düzlemlerden ilki daha önce Şekil 2.13'te çizilmişti. İkinci düzlemi tanımlayan büyük daire, 250°'lik eğim yönünün ağın çevresi üzerinde işaretlenmesi, daha sonra bu işaret ağın D-B ekseni üzerine gelene kadar şeffaf kağıdın döndürülmesi ve 30°'lik eğime karşılık gelen büyük dairenin şeffat kağıt üzerine çizilmesi şeklinde elde edilir; (b) iki büyük dairenin arakesiti ağın D-B ekseni üzerine gelene kadar şeffaf kağıt döndürülür ve arakesit çizgisinin dalımı 20,5° olarak ölçülür; (c) şeffaf kağıt, kuzey işareti ağın kuzeyi ile çakışana kadar döndürülür ve arakesitin gidişi 200,5° olarak ölçülür.

2.5.5 Arakesit Çizgileri

İki düzlemin arakesiti bir çizgi olup, bu çizginin uzaydaki konumu bir gidiş (0-360°) ve bir dalım (0-90°) ile tanımlanır. Stereografik izdüşümde bu arakesit çizgisi iki büyük dairenin kesişme yeri olarak tanımlanır (Şekil 2.14). Kesişen iki düzlem Şekil 2.1(b)'de görüldüğü gibi kama şekilli bir blok oluşturabilir ve bu bloğun kayabileceği yön, arakesit çizgisinin gidişiyle belirlenir. Ancak, ağ üzerinde kesişen iki büyük dairenin bulunması, ille de bir kama tipi yenilme meydana geleceği anlamını taşımaz. Kamanın duraylılığını etkileyen faktörler; şev yüzeyine göre kayma yönü, sürtünme açısına göre düzlem eğimleri,

yeraltı suyu gibi dış kuvvetler ve ayrıca düzlemlerin şev yüzeyi gerisinde kesişip kesişmediği gibi durumları kapsar. Bu faktörler Altbölüm 2.6.3'de ayrıntılı olarak ele alınmıştır.



Şekil 2.15 Yönelimleri 54/240 ve 40/140 olan çizgiler arasındaki açının belirlenmesi: (a) Bu iki çizginin kutuplarını tanımlayan A ve B noktaları Şekil 2.13'de kutup yerini belirleme işleminde olduğu gibi ağ üzerine işaretlenir; (b) iki kutup ağ üzerinde aynı büyük daire üzerine düşene kadar şeffaf kağıt döndürülür. Çizgiler arasındaki açı, büyük daire boyunca A ve B noktaları arasındaki küçük daire bölmeleri sayılarak bulunur. Bu açı 64º'dir. A ve B noktalarını içeren büyük daire, bu iki çizginin birlikte yer aldığı düzlemi temsil eder. Bu düzlemin eğimi ve eğim yönü sırayla 60º ve 200º'dir.

Şekil 2.14'de eşit alanlı ağ üzerinde iki düzlemin arakesit çizgisinin gidiş ve dalımını ölçme prosedürü; Şekil 2.15'te de iki düzlem arasındaki açıyı ölçme prosedürü görülmektedir. Bu ölçümlerin değeri; arakesit çizgisinin yöneliminin kayma yönünü göstermesinden ve düzlemler arasındaki açının da, iki düzlemin kesiştiği yerde kamalanma oluşumu hakkında bir fikir vermesinden ileri gelmektedir. Düzlemler arasındaki açının küçük olması durumunda; emniyet katsayısı, düzlemler arasındaki açının geniş olduğu durumdaki geniş kamanınkine kıyasla daha büyük olan dar ve sıkı bir kama oluşacak demektir.

Şekil 2.10 ve 2.11'de sunulan veriler için arakesitler; tabakalanma ve A eklem takımı (I_1) ile B eklem takımı arasında (I_2) ve eklem takımları A ve B arasında (I_3) oluşmaktadır. Şekil 2.11 üzerinde ayrıca üç arakesit çizgisinin yönelimleri de verilmiştir. I_3 arakesitinin gidişi 237º ve dalımı 24º olup, A ve B takımları bu gidiş yönünde kayan bir kama oluşturabilirler. I_1 arakesit çizgisi yaklaşık yatay olup, tabakalanma ve A eklem takımının oluşturduğu kamanın kayma olasılığı zayıftır. Diğer taraftan, I_2 arakesiti neredeyse düşey olup, yüzeyde ince kama oluşturur.

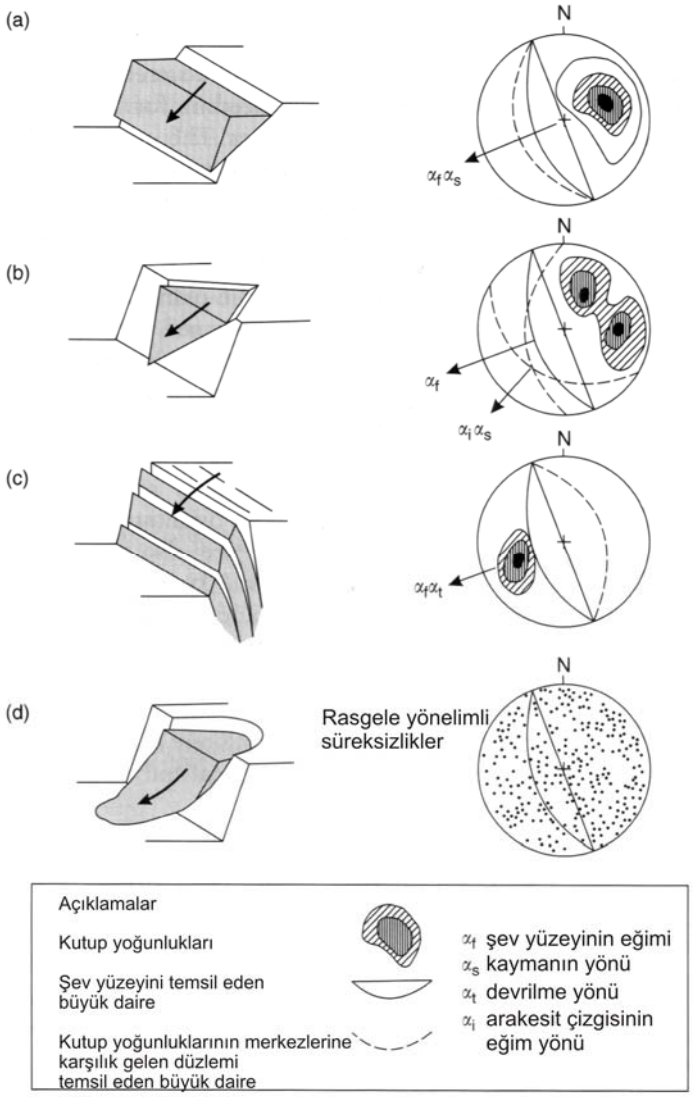
2.6 Şev Duraysızlık Modlarının Belirlenmesi

Şev yenilmesinin değişik tipleri farklı jeolojik koşullarla ilgili olup, projenin ilk evrelerinde şev tasarımcısının potansiyel duraylılık problemlerini tespit etmesi açısından önemlidir. Kutup diyagramlarını incelerken teşhis edilmesi gerekli bazı yapısal paternler, izleyen sayfalarda tanımlanmıştır.

Şekil 2.16'da bu kitapta göz önüne alınan dört yenilme tipi ve bu tür yenilmelere sebep olması muhtemel jeolojik koşulların kutup diyagramları verilmiştir. Kayma sadece şev kazısı ile oluşturulan yüzeye doğru gelişecek bir hareket sonucunda gelişeceğinden, duraylılığı değerlendirmede kazı yüzeyinin stereografik izdüşüm diyagramına aktarılması gerektiğine dikkat ediniz. Bu dört çeşit kayma arasındaki farkı ortaya koymanın önemi; Bölümler 6-9'da gösterildiği gibi, her yenilme türünün kendine özgü bir duraylılık analizi olması ve tasarımda doğru analiz yönteminin kullanılmasının şart olmasıdır.

Şekil 2.16'da verilen diyagramlar kolay anlaşılabilirlik açısından sadeleştirilmişlerdir. Gerçek bir kaya şevinde birçok değişik tipte jeolojik yapı bulunabilir; bu durum ise, başka çeşit yenilmelere yol açabilir. Örnek olarak,

Şekil 2.11'de A takımında bir düzlemsel yenilme oluşabilirken, tabakalanma aynı şevde devrilme yenilmesi oluşturabilir.



Şekil 2.16 Şevlerde blok yenilmelerinin başlıca tipleri ve bu yenilmelere sebep olması muhtemel jeolojik koşullar: (a) Doğrultusu şev yüzeyine paralel ve şev yüzeyini kesen devamlı eklemler içeren kayada düzlemsel yenilme; (b) kesişen iki süreksizlik üzerinde kama tipi yenilme; (c) şev içine dik açıyla eğimli süreksizlikler içereren sağlam kayada devrilme tipi yenilme; (d) kaya dolguda, çok zayıf kayada veya rastgele yönelimli ve sık aralıklı süreksizlikler içeren kayada dairesel yenilme.

Yapısal verilerin bir stereonet üzerine işlendiği tipik bir arazi çalışmasında, çok sayıda önemli kutup yoğunlaşmaları mevcut olabilir. Potansiyel yenilme yüzeylerini temsil edenlerin teşhis edilebilmesi ve şev yenilmesine neden olması ihtimal dışı olanların da devre dışı bırakılması yararlı olacaktır. Önemli kutup konsantrasyonlarını teşhis etmeye yönelik testler Markland (1972) ve Hockin (1976) tarafından geliştirilmiştir. Bu testler, kaymanın iki düzlemsel süreksizliğin arakesit çizgisi boyunca geliştiği [Şekil 2.16(b)] kama yenilmesi olasılığını ortaya koymaktadırlar. Kama yenilmesinin özel bir çeşidi olmasından dolayı, Şekil 2.16(a)'da görülen düzlemsel yenilme de bu deneye tabi tutulur. Bir kama yenilmesinde her iki yüzeyde temas vardır ve kayma iki yüzeyin arakesit çizgisi boyunca gelişir. Düzlemsel veya kama tipi yenilmenin gerçekleşebilmesi için, düzlemsel yenilme durumunda kayma düzleminin eğiminin, ya da kama tipi yenilme durumunda arakesit çizgisinin dalımının şev yüzeyinin eğiminden küçük (yani, $\psi_i < \psi_f$) olması şarttır [Şekil

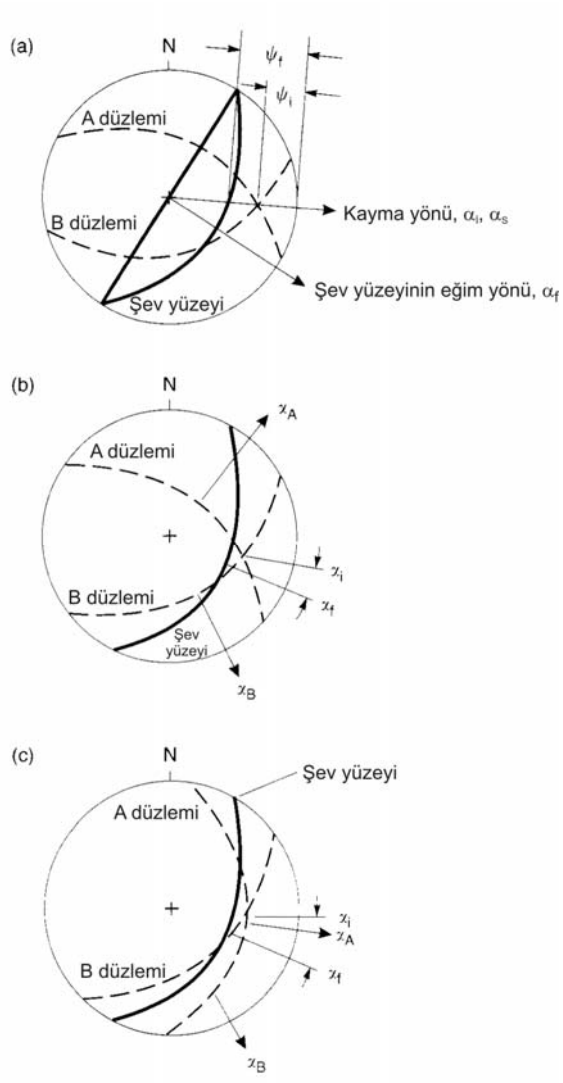
2.17(a)]. Bunun anlamı, kayma yüzeyinin şev yüzeyini kesmesi demektir.

Bu deneyde arakesit çizgisi boyunca iki düzlem üzerindeki kayma veya sadece düzlemlerden biri boyunca kayma (düzlemsel yenilmede olduğu gibi) ayırt edilebilir. İki düzlemin eğim yönlerinin α_i (arakesitin gidişi) ile α_f (yüzeyin eğim yönü) arasındaki açının dışında kalması durumunda kama iki düzlem üzerinde kayar [Şekil 2.17(b)]. Düzlemlerden birinin (A) eğim yönünün α_i ile α_f arasında kalması durumunda kama sadece o düzlem üzerinde kayar [Şekil 2.17(c)].

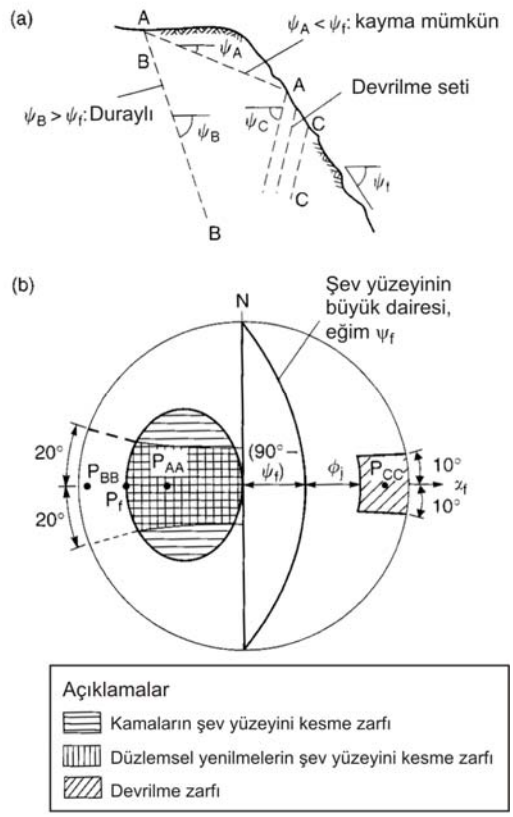
2.6.1 Kinematik Analiz

Stereonet üzerinde blok yenilmesinin tipi belirlendikten sonra, aynı diyagram bloğun kayacağı yönü incelemede kullanılabilir ve duraylılık koşulları hakkında bir fikir verir. Bu prosedüre kinematik analiz denilmektedir. Kinematik analizin bir uygulaması, Şekil 2.1(b)'de görülen ve iki eklem yüzeyinin bir kama oluşturmak suretiyle fotoğraf çeken kişiye doğru kaydığı kaya yüzeyidir. Şev bu iki düzlemin arakesit çizgisinin dalımından daha düşük bir açıyla kazılmış ya da mevcut doğrultusuna 90^0 dik yönde bir doğrultuda olsaydı, kayma mümkün olmazdı. Kaya bloğunun kaydığı yön ile şev yüzeyinin yönelimi arasındaki ilişki steronette açık bir şekilde görülmektedir. Ancak, stereonetin analizi duraylılık koşulları hakkında iyi bir fikir verse de, duraylılık üzerinde önemli etkileri olabilen su basınçları veya gerdirilmiş kaya cıvataları içeren güçlendirme gibi dış kuvvetleri hesaba katmaz. Genel tasarım prosedürü, potansiyel olarak duraysız blokların teşhisi için kinematik analiz kullanılması ve daha sonra Bölümler 6-9'da tanımlanan prosedürleri kullanarak ayrıntılı duraylılık analizi yapılmasıdır.

Kinematik analize bir örnek Şekil 2.18'de verilmiştir. Bu örnekteki kaya şevinde üç süreksizlik takımı bulunmaktadır. Bu süreksizliklerin şev yenilmesi ile sonuçlanma potansiyeli, şev yüzüne göre bunların eğim ve eğim yönüne bağlıdır; stereonet üzerindeki duraylılık koşulları bir sonraki altbölümde tanımlandığı gibi incelenebilir.



Şekil 2.17 Stereonet üzerinde düzlemsel ve kama tipi yenilmelerin teşhisi: (a) A ve B düzlemlerinin arakesitinin dalımı şev yüzeyinin (kayma yönünde ölçülen) eğiminden düşük (yani $\psi_i < \psi_f$) olduğu zaman, bu iki düzlemin arakesiti boyunca kayma mümkündür; (b) A ve B düzlemlerinin eğim yönlerinin (α_A ve α_B) α_i ile α_f arasındaki açının dışına düştüğünden, kama yenilmesi arakesit çizgisi (eğim yönü α_i) boyunca gelişir; (c) A düzleminin eğim yönü α_i ile α_f açıları arasına düştüğünden, eğimi α_f olan şevde A düzlemi üzerinde (eğim yönü α_A) düzlemsel kayma meydana gelir.



Şekil 2.18 Şevde kaya bloklarının kinematik analizi: (a) Şevde süreksizlik takımları; (b) eşit alanlı stereonet üzerinde süreksizliklerin şev yüzeyini kesme zarfları.

2.6.2 Düzlemsel Yenilme

Şekil 2.18(a)'da AA düzleminin oluşturduğu ve şev açısından daha düşük eğimli ($\psi_A < \psi_f$) potansiyel olarak duraysız düzlemsel blok şev yüzeyini kesmektedir. Ancak, şev açısından daha büyük eğimli BB düzleminde ($\psi_B > \psi_f$) kayma mümkün değildir ve ayrıca BB düzlemi şev yüzeyini kesmemektedir. Benzer şekilde, CC takımı şev yüzeyini kesmekte ve devrilme mümkün olsa da bu düzlemler üzerinde kayma olmamaktadır. Tüm süreksizlik doğrultularının şeve paralel olduğu varsayılarak, şev yüzeyinin ve süreksizlik takımlarının kutupları (*P* sembolü) stereonet üzerine işaretlenmiştir. Bu kutupların şev yüzeyine göre konumları, şev yüzeyini kesen ve potansiyel olarak duraysız olan tüm düzlemlerin kutuplarının şev yüzeyi kutbundan içeride yer aldığını göstermektedir. Bu alana *şev yüzeyini kesme zarfı* denir ve potansiyel olarak duraysız blokların çabucak teşhisine olanak verir.

Süreksizlik takımlarının eğim yönü de duraylılığı etkiler. Süreksizliğin eğim yönünün şev yüzeyinin eğim yönünden yaklaşık 20°'den daha büyük olması durumunda düzlemsel yenilme olmaz. Yani, $|\alpha_A - \alpha_f| > 20^o$ ise blok duraylıdır; çünkü, bu şartlar altında bloğun bir ucundaki kırıksız (intact) kayanın kalınlığı artmış olur; bu durumda yenilmeye karşı koymak için yeterli dayanım mevcuttur. Stereonet üzerinde düzlemlerin eğim yönündeki bu kısıtlama, ($\alpha_f + 20^o$) ve ($\alpha_f - 20^o$) şeklindeki eğim yönlerini tanımlayan iki çizgi ile gösterilmiştir. Bu iki çizgi, Şekil 2.18(b)'de şev yüzeyini kesme zarfının yanal sınırlarına karşılık gelmektedir.

2.6.3 Kama Tipi Yenilme

Kama tipi yenilmelerin kinematik analizi [Şekil 2.16(b)] düzlemsel yenilmelerinkine benzer şekilde yapılabilir. Bu durumda iki süreksizliğin arakesit çizgisinin kutbu stereonet üzerine işaretlenir; kutbun şev yüzeyini kesmesi halinde ($\psi_i < \psi_f$) kayma mümkündür. Kinematik olarak izin verilebilir kamaların kayma yönü için (düzlemsel yenilmelerinkine göre) daha az kısıtlama söz konusudur; çünkü, serbestleme yüzeyleri oluşturmak için iki yüzey mevcuttur. Şekil 2.18(b)'de görüldüğü gibi, arakesit çizgisi için şev yüzeyini kesme zarfı, düzlemsel yenilme zarfından daha geniştir. Kamanın şev yüzeyini kesme zarfı, eğim yönleri şev düzlemi üzerine düşen arakesit çizgilerini temsil eden kutupların yerleridir.

2.6.4 Devrilme Tipi Yenilme

Devrilme tipi yenilmenin oluşabilmesi için, şev içine doğru eğimli süreksizlilerin eğim yönü şevin eğim yönünden en fazla 10° sapma göstermeli; şev yüzeyine paralel bir dizi blok oluşmalıdır. Ayrıca, düzlemlerin eğimi de düzlem-arası kayma oluşmaya yetecek kadar büyük olmalıdır. Katman yüzeylerinin

sürtünme açısı ϕ_j olursa; kayma, sadece uygulanan bası gerilmelerinin yönü katmanların normali ile ϕ_j'den büyük açıda olduğu zaman gerçekleşir. Şevde majör asal gerilmenin yönü şev yüzeyine (eğim açısı ψ_f) paralel olup; katman-arası kayma ve devrilme yenilmesi aşağıdaki koşullar gerçekleştiğinde ψ_P eğimli düzlemler üzerinde gerçekleşir (Goodman ve Bray, 1976):

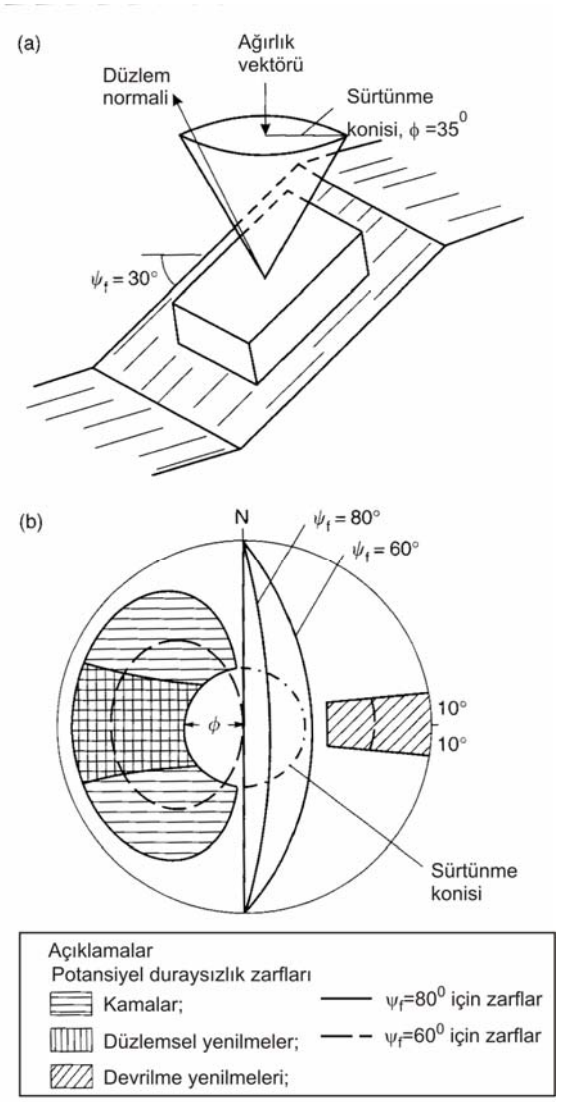
$$(90^0 - \psi_f) + \phi_j < \psi_P \qquad (2.3)$$

Düzlemler üzerinde devrilme yenilmesi geliştirebilecek eğim ve eğim yönü ile ilgili bu koşullar Şekil 2.18(b)'de tanımlanmıştır. Bu düzlemlerin yönelimini tanımlayan zarf, stereonetin kayma zarflarının zıt ucunda yer alır.

2.6.5 Sürtünme Konisi

Bir şevdeki bloğun kinematik olarak duraylı olup olmadığını şev yüzeyini kesme zarflarından belirledikten sonra, aynı stereonet üzerinde duraylılık koşullarını incelemek de mümkündür. Bu analiz, kayma yüzeyinin kesme dayanımının sadece sürtünme açısından oluştuğu ve kohezyonun sıfır olduğu varsayımı ile gerçekleştirilir. Blok ile düzlem arasındaki sürtünme açısının ϕ olduğu, eğimli bir yüzey üzerinde hareketsiz duran bir bloğu [Şekil 2.19(a)] göz önüne alınız. Sükûnetteki koşul için, düzleme dik olan kuvvet vektörü sürtünme konisi içinde kalmalıdır. Blok üzerine etkiyen tek kuvvet yerçekimi olduğu zaman, düzlemin kutbu normal kuvvetinki ile aynı yönde olur; kutup sürtünme dairesi içinde kaldığı zaman blok duraylıdır.

Şekil 2.19(b)'deki zarflar, potansiyel olarak duraysız bloklar oluşturabilen kutupların olası pozisyonlarını göstermektedir. Zarflar 60º ve 80º eğimli şevler için çizilmiş olup, daha fazla eğimli şevin daha büyük olan zarfından da görüleceği gibi, şev eğimi arttıkça duraysızlık riski de artmaktadır. Ayrıca, sürtünme açısı küçülürken zarflar da büyümektedir. Bu zarflar, basit yerçekimi yüklemesi koşullarında duraysızlığın geometrik koşulların sadece sınırlı bir aralığında gelişeceğini de göstermektedir.



Şekil 2.19 Sürtünme konisi kavramını kullanarak yapılan birleşik kinematik ve basit duraylılık analizi: (a) Eğimli düzlem üzerinde hareketsiz duran blokla ilgili sürtünme konisi (yani, $\phi > \psi_p$) ve (b) sürtünme konisinin şev yüzeyini kesen zarflar üzerine oturtulan stereografik izdüşümü.

2.6.6 Kinematik Analizin Uygulamaları

Şekiller 2.16-2.19'da gerek kayadaki potansiyel olarak duraysız blokları ve gerekse duraysızlık tipini teşhis etmek üzere sunulan teknikler, şev tasarımının ilk evrelerine kolaylıkla uygulanabilir. Bu durum, aşağıda verilen iki örnekte ortaya konmuştur.

Karayolu: Kuzey-güney yönünde bir karayolunun bir kaya sırtını sıfır rampa ile geçmesi planlanmaktadır [Şekil 2.20(a)]. Elmaslı sondajlar ve arazi haritalaması, sırttaki jeolojik koşulların tutarlı olduğuna ve her iki şev yüzeyinde aynı koşullarla karşılaşılacağına işaret etmektedir. Sahadaki hakim yapı, doğrultusu kuzey-güney ve karayoluna paralel, eğimi de 70º-80º arasında doğuya doğru (yani, eğim ve eğim yönü 70-80/090) olan tabakalanmadır.

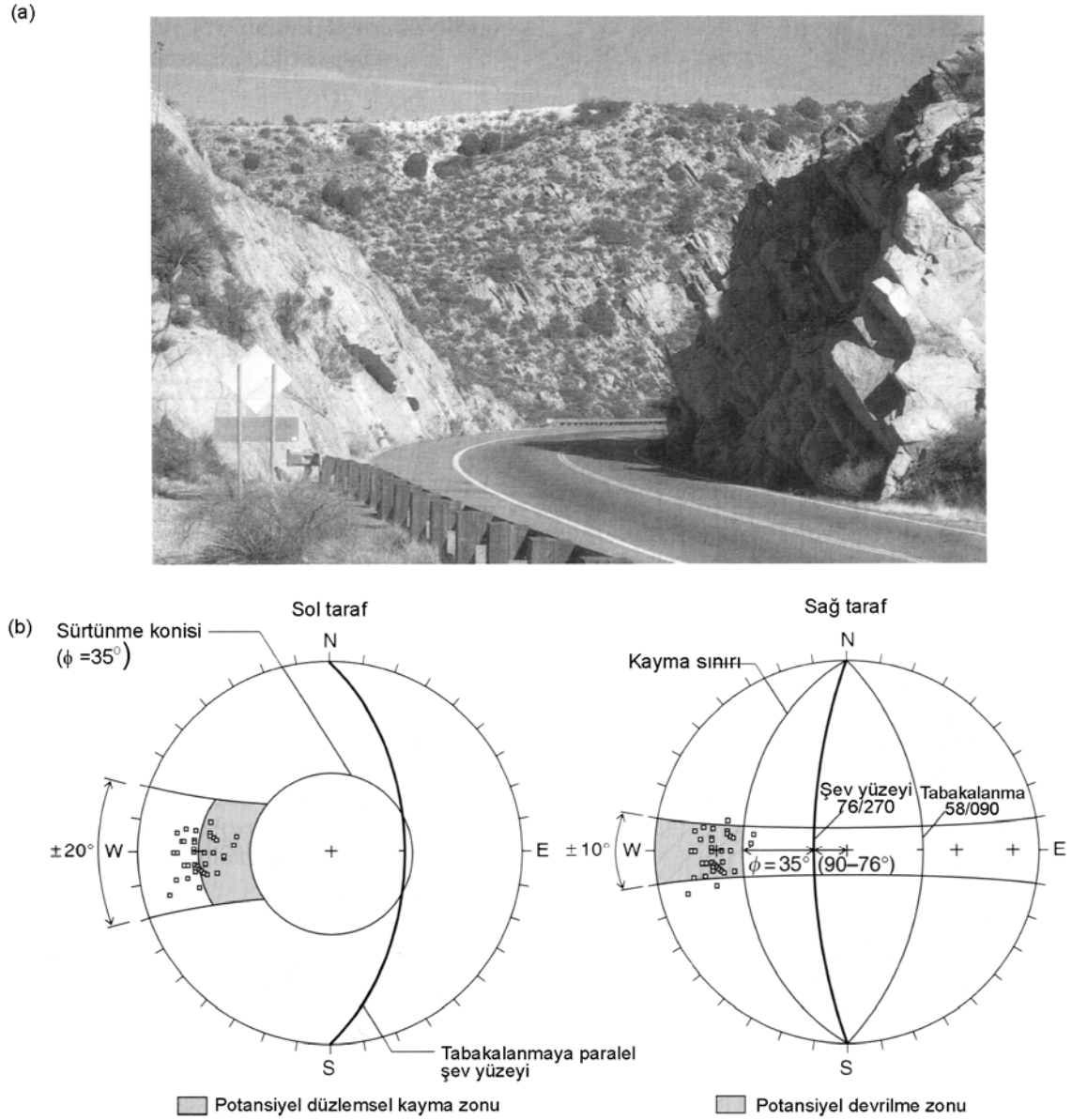
Şekil 2.20(b)'deki stereonetlerde tabakalanmanın eğim miktarı ve eğim yönünü temsil eden kutuplar ile, sol ve sağ yarma yüzeylerini temsil eden büyük daireler görülmektedir. Steeonetler üzerine ayrıca tabakalama düzlemine ait 35º'lik sürtünme açısını temsil eden sürtünme konisi de çizilmiştir. Bu stereonetler, soldaki (batıdaki) şevde tabakalanma düzlemi eğiminin kazıya doğru ve sürtünme açısından büyük olduğunu; tabakalanma düzlemi üzerinde kaymanın meydana gelebileceğini göstermektedir. Duraylı bir şev elde etmek için, yarma yüzeyi tabakalanma düzlemi olarak seçilmiştir.

Sağdaki (batıdaki) şevde tabakalanma düzleminin eğimi şev içine doğru olup; oldukça fazla eğimden dolayı, bu eklemlerin oluşturduğu dilimlerin devrilme tipi bir yenilme göstermesi mümkündür. (2.3) eşitliğine göre, devrilme yenilmesi $(90^0 - \psi_f) + \phi_j < \psi_p$ olduğu zaman mümkündür. Şevin 76º eğimde (0,25H:1V) kazılması ve sürtünme açısının 35º olması halinde, bu denklemin sol tarafı 49º'ye eşit olur ki; bu değer, tabakalanma eğiminden küçüktür. Devrilme yenilmesi için potansiyel, devrilme zarfı içine düşen tabakalanma düzlemi kutuplarıyla da işaret edilmektedir.

Bu ön analize göre, sağ (doğu) şev yüzeyinde potansiyel duraylılık problemleri söz konusu olup, tasarımı sonlandırmadan önce yapısal jeolojik koşulların daha ayrıntılı biçimde araştırılması gerekir. Bu araştırmada ilk adım, tabakalanma düzlemlerinin açıklığının incelenmesi olup, dilimlerin ağırlık merkezlerinin dilim tabanı dışına düşüp düşmediğinin (yani, devrilmeyi meydana getiren şartların mevcut olup olmadığının) belirlenmesi gerekir. Duraylılık problemlerinin üstesinden gelmek için yol güzergahlarının çok ender durumlarda değiştirildiğine dikkat ediniz; o halde, sağ taraftaki şevin açısı ya düşürülmeli ya da 76º'lik şev stabilize edilmelidir.

Açık Ocak Şevleri: Planlanan bir açık ocak madeninin fizibilite çalışmaları sırasında cevher/pasa oranının hesaplanması ve geçici ocak düzeni için, güvenli bir şeve dair tahminlerde bulunmak gerekir. Bu aşamada mevcut olabilecek yapısal bilgiler; maden değerlendirme amacıyla elmaslı sondaj karotlarından ve yüzey mostralarının haritalanmasından elde edilen bilgilerdir. Bu bilgiler sonuçta az olduğundan, şev tasarımı için sadece geçici bir temel oluştururlar.

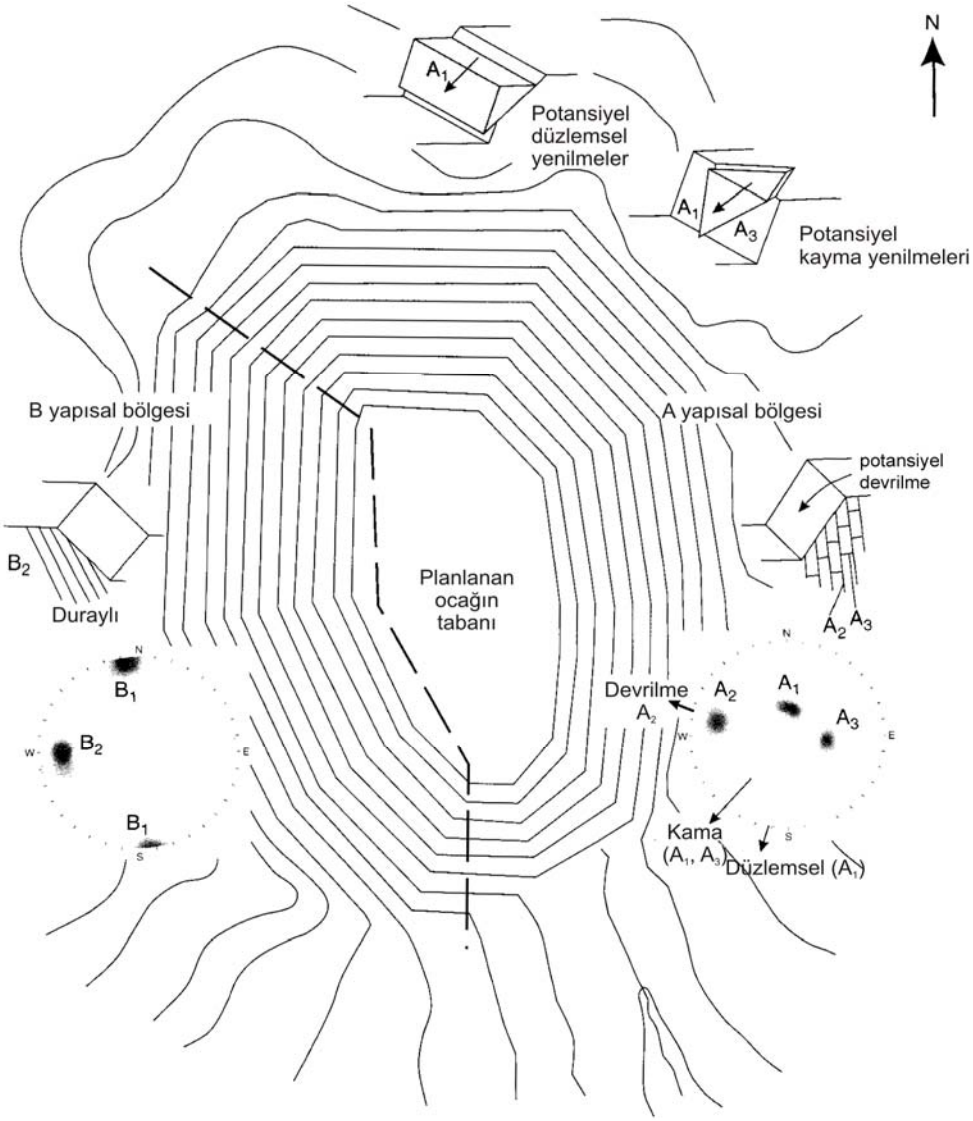
Planlanan açık ocak madeninin konturlu haritası Şekil 2.21'de verilmiş olup, mevcut yapısal verilere ait konturlu stereo çizimler bu plan üzerine oturtulmuştur. A ve B şeklinde iki belirgin yapısal bölge teşhis edilmiş olup, bu bölgelerin sınırları plan üzerinde işaretlenmiştir. Sadelik açısından büyük faylar gösterilmemiştir. Bununla birlikte, faylarla ilgili herhangi bilginin bu tür büyük ölçekli planlar üzerine işlenmesi ve bu faylarla ilgili potansiyel duraylılık problemlerinin değerlendirilmesi gerekir. Plan üzerine oturtulan stereografik çizimlerde ayrıca toplam şev açısının 45º olduğu varsayımıyla, ocağın doğu ve batı şevlerinin yönelimlerini temsil eden büyük daireler işaretlenmiştir. Stereo çizimler üzerinde süreksizlik yüzeyleri için ortalama 30º olduğu varayılan sürtünme açısına ait sürtünme konisi de işaretlenmiştir. Stereonetler, ocağın batı ve güney kesimlerinin 45º olarak planlanan şev açısında duraylı kalabileceğini göstermektedir. Buna göre, kaya sağlam ve majör faylar içermiyorsa, bu şevler muhtemelen daha da dikleştirilebilir, ya da alternatif olarak ocak duvarının bu kesimi, alt ve üst şevleri daha dik eğimli olan nakliye yolu olarak kullanılabilir.



Şekil 2.20 Bir sırtı kesen yarmada yapısal jeoloji ile şev yüzeylerindeki duraylılık koşulları arasındaki ilişki: (a) Yarmada iki yenilme mekanizmasını gösteren fotoğraf – Globe (Arizona) yakınında 60 No.'lu Karayolu üzerinde sol tarafta (batıda) düzlemsel kayma ve sağ tarafta (doğuda) devrilme tipi yenilme; (b) sol ve sağ yarma yüzeylerinin kinematik analizini gösteren stereografik çizimler.

Diğer taraftan, ocağın kuzey kesimi çok sayıda potansiyel şev problemi içermektedir. Kuzey yüzeyin A1 süreksizlik takımı üzerinde düzlemsel kaymaya maruz kalması olasıdır; çünkü, bu takım sürtünme açısından daha büyük bir açıyla şev yüzeyini kesmektedir. Ocağın kuzeydoğu köşesinde A1 ve A3 takımlarının arakesitinde kama yenilmeleri mümkün iken, doğu şevlerinde A2 takımı üzerinde devrilme yenilmesi oluşabilir. Potansiyel duraysızlık belirtileri, planlanan ocağın kuzeydoğu kısmında şevlerin eğim açısının azaltılması üzerinde durulması gerektiğini göstermektedir.

Aynı yapısal bölgede şev yüzeyinin yönelimine bağlı olarak yapısal kontrollü üç değişik şev yenilmesinin bulunması ilginçtir.



Şekil 2.21 Yapısal jeolojinin stereonetler üzerinde gösterimi ve önerilen açık ocak madeni için şev duraylılığının ön değerlendirmesi.

2.7 Örnek Problem 2.1: Yapısal Jeoloji Verilerinin Stereografik Diyagramları

Verilen

Plananan bir karayolu projesi kapsamında yapılan yapsal jeoloji haritalamasında süreksizlik yönelimleri için aşağıdaki sonuçlar elde edilmiştir (format: eğim/eğim yönü).

40/080	45/090	20/160	80/310	83/312	82/305
23/175	43/078	37/083	20/150	21/151	39/074
70/300	75/305	15/180	80/010	31/081	

İstenen

(a) Eşit alanlı kutupsal ağ ve şeffaf kağıt kullanarak her süreksizliğin yönelimini bir kutup olarak işaretleyiniz.

(b) Üç süreksizlik takımının her birinin ortalama kutbunun konumunu bularak şeffaf kağıt üzerine işaretleyiniz.

(c) Eğimi en düşük ve en yüksek olan ortalama kutup değerleri arasındaki açıyı bulunuz.

(d) Eşit alanlı ekvatoral ağ üzerinde her takıma ait ortalama kutbun büyük dairelerini işaretleyiniz.

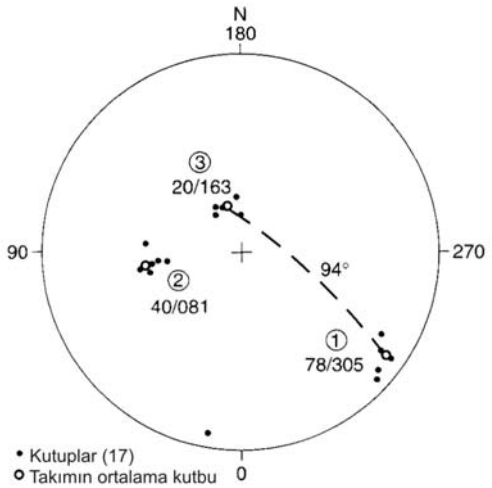
(e) Eğimi en büyük ve ortanca olan eklem takımlarının arakesit çizgisinin dalım ve gidişini bulunuz.

Çözüm

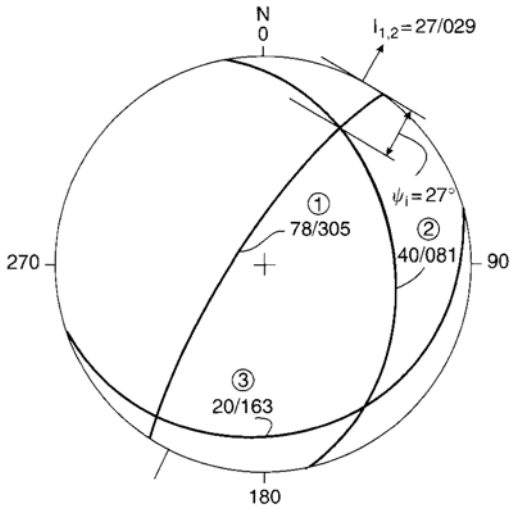
(a) 17 düzleme ait kutuplar Şekil 2.22'deki gibi işaretlenir ve üç takım süreksizlik olduğu görülür.

(b) Süreksizlik takımları için ortalama kutuplar şu şekildedir:

Takım 1: 78/305 Takım 2: 40/081
Takım 3: 20/163



Şekil 2.22 Örnek problem 2.1 – yapısal haritalama verilerinin kutuplarının çizimi (alt yarıküre izdüşümü).



Şekil 2.23 Örnek problem 2.1 – ortalama kutupların ekvatoral ağ kullanılarak çizilen büyük daireleri.

Üç takımdan herhangi birine ait olmayan bir kutup (80/010) bulunmaktadır.

(c) 1 ve 3 No'lu eklem takımlarına ait ortalama kutuplar arasındaki açı, ortalama kutupların ikisi de aynı büyük daire üzerine düşecek şekilde stereoneti döndürmek suretiyle bulunur. Şekil 2.22'de görüldüğü gibi, bu büyük daire üzerindeki bölümlerin sayısı 94º'dir. Gerçek açı 180-94 = 86º'dir.

(d) Üç ortalama kutbun büyük daireleri Şekil 2.23'de çizilmiştir.

(e) Şekil 2.23'de 1 ve 2 No'lu eklem takımlarının arakesit çizgisinin dalım ve gidişi de gösterilmiştir. Bu değerler şöyledir:

Dalım, ψ_i = 27 Gidiş, ψ_i = 029

2.8 Örnek Problem 2.2: Yapısal Jeoloji ile İlişkili Şev Duraylılık Değerlendirmesi

Verilen

Bir karayolunda 90º'lik bir viraj oluşturmak için, yolun eğriselliğini takip eden 50º eğimli bir kaya şev kazısı yapılmıştır. Sahadaki kayada mevcut üç eklem takımını yönelimleri aşağıdaki gibidir:

Takım 1: 78/305 Takım 2: 40/081
Takım 3: 20/163

Şekil 2.24'te karayolu güzergahı ve şev yüzeyinde üç eklem takımının doğrultu ve eğimleri verilmiştir. Eklem yüzeylerinin sürtünme açısı 25º'dir.

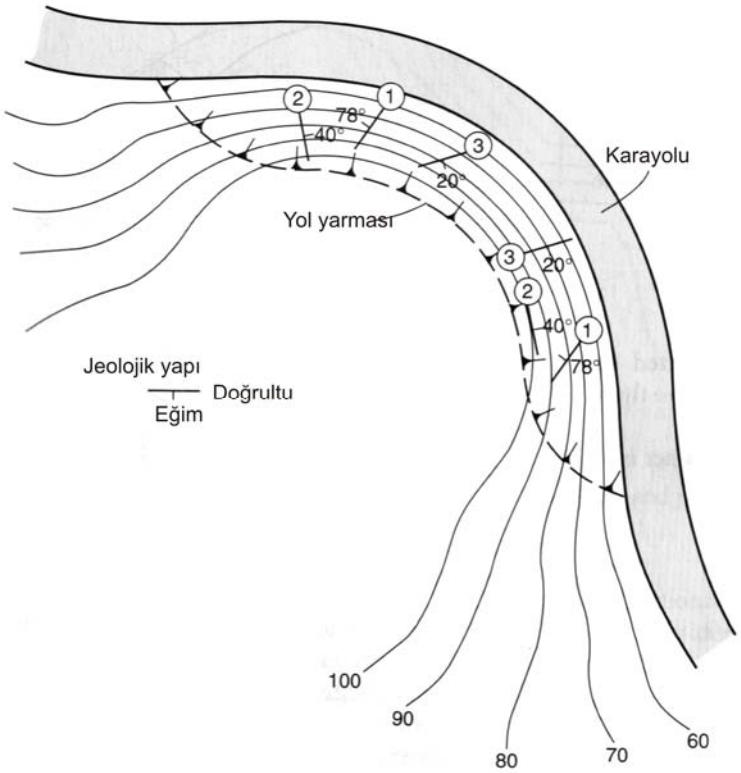
İstenen

(a) Bir şeffaf kağıt üzerine 50º eğimli şev yüzeyini temsil eden büyük daireyi ve 25º'lik sürtünme dairesini çiziniz.

(b) Aşağıda verilen şev durumları için yenilmenin en olası modunu (düzlemsel, kama veya devrilme) belirleyiniz:

- Doğuya eğimli şev
- Kuzeye eğimli şevler.

(c) Her bir şevde düzlemsel kaymaya sebep olacak eklem takım(lar)ını belirtiniz.
(d) Sadece süresizlik yönelimi ve süreksizlik yüzeylerinin sürtünme açısının göz önüne alınması gerektiğini varsayarak, bu şevler için mümkün en büyük şev açısını bulunuz.

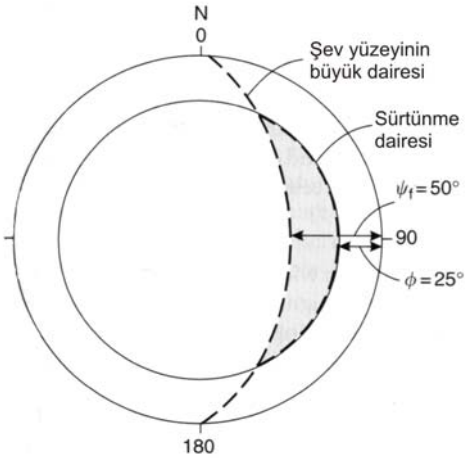


Şekil 2.24 Yarma şev yüzeyi ve şev yüzeyindeki jeolojik yapılar.

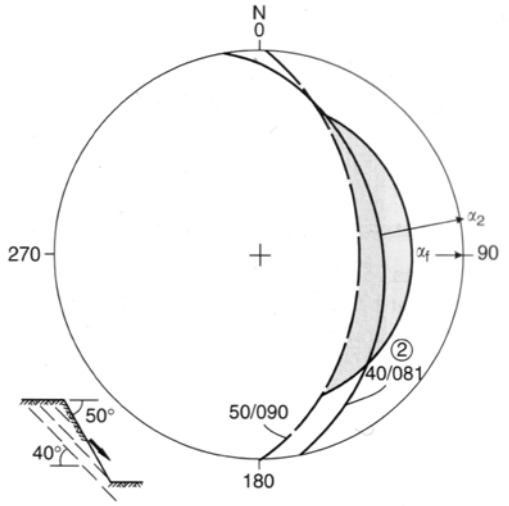
Çözüm

(a) Şekil 2.25'de doğuya 50º ile eğimli şevin büyük dairesi çizilmiş olup, 25º'lik sürtünme dairesi küçük bir daire olarak işaretlenmiştir.
(b) Duraylılık değerlendirmesi, önce büyük dairelerin izlerinin (Şekil 2.23) ve sonra da şev yüzeyinin ve sürtünme açısının izlerinin (Şekil 2.25) eşit alanlı ağ üzerine yerleştirilmesiyle gerçekleştirilir. Şevin büyük dairesinin izi şevin karşılık gelen yönelimine döndürülmek suretiyle aşağıdaki sonuçlar elde edilir:

Doğuya eğimli şev: 2 No'lu eklem takımı üzerinde düzlemsel yenilme olabilir (Şekil 2.26).



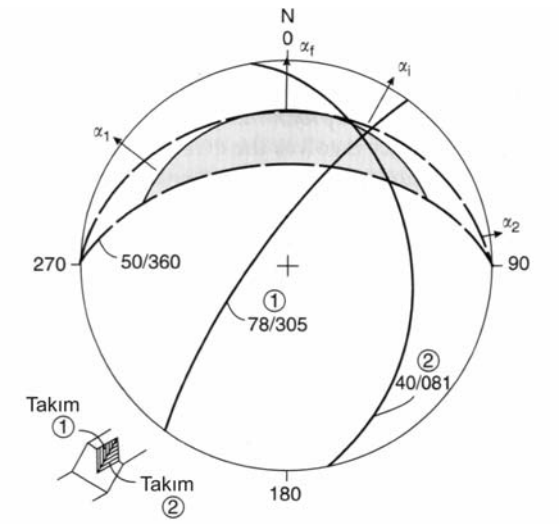
Şekil 2.25 50º eğimli şevin büyük dairesi ve 25º'lik sürtünme dairesi.



Şekil 2.26 Doğuya eğimli şevde duraylılık koşulları – 2 No'lu eklem takımında düzlemsel yenilme.

Şevi eklem yüzeyleri ile çakışacak şekilde 40º açıyla eğimlendirmek suretiyle kayma önlenebilir. Sürtünme açısının 40º'den büyük olması durumunda bu düzlemler üzerinde kayma olmayabilir.

Kuzeye eğimli şev: 1 ve 2 No'lu eklemler üzerinde kama yenilmesi olabilir (Şekil 2.27). Kayma, şev kazısı ile kamaların altı açılmayacak şekilde 27º eğimli bir şev inşası ile önlenebilir.



Şekil 2.27 Kuzeye eğimli şevde duraylılık koşulları – 1 ve 2 No'lu eklem takımlarında kama tipi yenilme.

Bölüm 3

Saha İncelemesi ve Jeolojik Veri Toplanması

3.1 Bir İnceleme Programının Planlanması

Kaya kazılarının tasarımı çoğu zaman sahada gözlemsel çalışmadan başlayan, geçici ve nihai tasarım ile devam eden ve inşaat ile noktalanan tekrarlı bir süreç şeklindedir. Bu süreç, saha koşullarına özgü ve proje gereksinimleri için giderek daha ayrıntılı tasarım verilerinin toplanmasını içerir. Tipik olarak, tam bir incelemenin üç aşaması aşağıdaki gibidir:

- *Ön etüd*: Yayınlanmış jeolojik haritaların ve raporların incelenmesi, hava fotoğraflarının değerlendirilmesi, yerel deneyimlerin toplanması, mümkün olduğu takdirde benzer jeolojik koşullarda açılmış şevlerin performansının incelenmesine yönelik arazi gezileri ve mostraların sınırlı olması durumunda jeofizik çalışmaları.
- *Güzergah seçimi/açık ocak şevi ön tasarımı*: Projede alternatif güzergah değerlendirmeleri bulunduğu zaman; her bir güzergah için mostra haritalama, örtü kalınlığını bulmak için jeofizik ve kaya özellikleri için de indeks özellikleri olmak üzere sınırlı incelemeler yapılabilir. Bir açık maden ocağı için genellikle sahada inceleme programı sırasında derlenmiş önemli miktarda jeolojik bilgi mevcuttur. Bu bilgiler çoğu zaman haritalama, jeofizik ve sondajlar olup, jeoteknik bilgiler bu kaynaklardan temin edilebilir. Jeoteknik veriler saha inceleme programının bir parçası olarak derlenebilirse, ocak şevlerinin tasarımı için daha yararlı olur.
- *Ayrıntılı incelemeler:* Nihai tasarım genellikle yapısal jeolojiyi incelemek için mostraların ve mevcut kazıların haritalanmasını, örtü kalınlığı ve özellikleri hakkında bilgi edinmek için araştırma çukurlarının açılmasını ve derindeki kaya koşullarını incelemek için de elmaslı sondajların yapılmasını gerektirir. Sondaj işlemleri, yapısal jeoloji hakkında bilgi edinmek için yönlü karot alınmasını ve yeraltı suyu ölçümleri ile bazan geçirgenlik ölçümü için piyezometre yerleştirilmesini içerebilir. Kaya dayanım deneyleri laboratuvarda karotlar üzerinde süreksizliklerin sürtünme açısının belirlenmesini, tek eksenli sıkışma dayanım deneylerini ve ıslak kararlılık deneylerini kapsayabilir. Şekil 3.1'de elmaslı sondaj çalışmasına ait bir fotoğraf verilmiştir. Burada, hedefteki jeolojik yapıyı incelemek ve sık açıklıklı kayadan yüksek kaliteli karot almak için, eğik bir kuyuda üç tüplü karotiyer ile çalışılmaktadır. Delme ve numune alma programları konusunda mevcut (2003) bazı şartnameler, dolaşım suyunun tamamının toplanmasını ("sıfır boşalımlı sondaj") ve sondaj sahası ile giriş yollarının tamamının eski haline geri getirilmesini gerektirebilir.

Gerek saha koşulları ve gerekse şev tasarımları büyük değişimler gösterdiği için, inceleme programlarının tipi ve sayısı konusunda herhangi bir kural getirilmesinin uygun olmadığı düşünülmektedir. Bunun anlamı, her incelemenin kendine özgü olmasıdır. Kaya şev tasarımına uygulanan tek genel kural; jeoloji, kaya kütlesi dayanımı ve yeraltı suyu hakkında bilgilerin gerekli olmasıdır. Üç takım halindeki tasarım parametreleri aşağıdaki altbölümlerde ele alınmıştır.

Şekil 3.1 Yaklaşık 300 m derinliğe kadar olan kuyular için tipik elmaslı sondaj düzeneğine ait bir fotoğraf.

3.1.1 Jeoloji

Kaya şevleri için yapılan çok sayıdaki incelemenin belirgin bir özelliği, özellikle yapısal jeolojik ayrıntılara vurgu yapılmasıdır. Meselâ, şev yüzeyini kesen kil dolgulu bir fayın yönelimi, şevin duraylı veya duraysız olması açısından önemli olabilir. Yüzey haritalarından (mevcut olduğu yerlerde) elde edilen yapısal jeoloji verileri, elmaslı sondajdan elde edilen verilere kıyasla daha güvenilirdir; çünkü, çok küçük sondaj karotu hacmine kıyasla, mostralar ve yarmalar daha büyük ölçekli özellikleri ve örselenmemiş yerinde (in situ) koşulları yansıtırlar. Ayrıca, yönlü olarak alınmadığı sürece karottaki süreksizliklerin yönelimi bilinemez.

Haritalama programının hedeflerinin net olarak tespit edilmesi ve derlenen verilerin tasarım ile ilişkili olması açısından, haritalamanın (mümkün olan durumlarda) tasarımı yapacak kişi veya mühendislik grubu tarafından yapılması önerilir. Meselâ, kaya kütlesi dayanımı veya duraylılık üzerine etkisi küçük olan çok sayıda kısa, devamsız eklemlere, şev yüksekliğine eşit uzunluktaki ve daha az sayıdaki makaslama yüzeylerine kıyasla haritalama sırasında daha az önem verilmelidir. Verileri inceleyen ve saha ile aşina olmayan bir tasarım mühendisi, stereonet üzerinde çok sayıdaki devamsız eklem ile makaslamalar arasındaki göreceli önemi ayırt edemeyebilir.

Jeolojik inceleme için alternatif yaklaşımlar aşağıda verilmiştir. Birincisi, saha yakınında jeolojik koşulların projedekine benzer olduğu yerlerde çok sayıda şev/yamaç mevcut olabilir. Bu durumda, bu şev/yamaçların performansının yeni tasarıma uyarlanması oldukça güvenli olabilir. Bu şartlarda, mevcut şev performansının dikkatlice belgelenmesi ve bunun planlanan tasarıma nasıl uygulanabileceğinin değerlendirilmesi hariç, ilave veri toplamaya gerek olmayabilir. Alternatif olarak, yarma şev duraylılığı konusunda yerel deneyimlerin çok az olduğu yerlerde haritalama, sondaj ve laboratuvar deneyleri de dahil olmak üzere kapsamlı bir inceleme programı yürütmek gerekli olabilir. Bu program geliştirilirken, sahadaki özel koşullara uymak üzere değiştirilmelidir. Örnek olarak, kaya sağlam ve eklemler de duraylılık için elverişli olsa bile, sondaj ve haritalama işlemleri duraylılık koşullarını etkileyen birçok fayın bulunduğunu

gösterebilir. Buna göre, inceleme programı bu fayların yer ve yönelimlerini belirleme ve bunların kesme dayanımı özelliklerini tanımlamaya yoğunlaşmalıdır. Bu bölümde jeolojik inceleme yöntemleri üzerinde durulmuştur.

3.1.2 Kaya Dayanımı

Şev tasarımında kullanılan kaya dayanım parametreleri başlıca süreksizliklerin ve kaya kütlesinin dayanımı, (uygulanabilir olduğu yerlerde) kayanın bozuşma özellikleri ve kısmen de kırıksız kayanın basınç dayanımıdır. Süreksizliklerin kesme dayanımı, sondajlardan elde edilen karotlar ya da süreksizlik içeren kaya kütlesinden kesilen parçalar üzerinde laboratuvarda ölçülebilir. Kaya kütlesinin kesme dayanımı şev yenilmelerinin geriye analiziyle belirlenebilir veya kırıksız kaya dayanımı, kaya tipi ve çatlaklanma derecesi hakkında bilgi gerektiren bir ampirik yöntem vasıtasıyla hesaplanabilir. Kayanın sıkışma dayanımı karot örnekleri üzerinde ya da arazide mostrada uygulanan indeks deneyleriyle ölçülebilir. Kayanın bozuşmaya duyarlılığı da laboratuvarda ölçülebilir veya arazide indeks deneyleriyle değerlendirilebilir. Kaya deney yöntemlerinin ayrıntıları Bölüm 4'te tanımlanmıştır.

3.1.3 Yeraltı Suyu

Yeraltı suyu incelemesinin herhangi bir şev tasarım programındaki önemi büyüktür. Yağışın fazla olduğu iklimlerde su basınçları daima tasarıma dahil edilmelidir. Tasarım su basınçları ortalama mevsimsel su tablasından ileri gelen basınçtan ziyade şiddetli yağmur ya da kar erime dönemleri sırasında gelişebilecek olası pik basınçları hesaba katmalıdır. Ayrıca, drenaj sistemlerinin yerleştirilmiş olduğu durumlarda bakım yapılmadığı takdirde bu sistemlerde oluşabilecek olası kötüleşmeler de tasarımda dikkate alınmalıdır.

Jeolojik incelemelere benzer şekilde, yeraltı suyu incelemesinin kapsamı da saha koşullarına bağlıdır. Tasarımda su basıncı konusunda gerçekçi değerler kullanılabilmesi için, su tablasının konumunu ve değişimlerini ölçmede çoğu durumda piyezometre yerleştirilmesi yeterli olmaktadır. Ancak, bir drenaj galerisi gibi kapsamlı drenaj önlemlerinin alınmasının planlandığı bir durumda, şevi drene etmede drenaj galerisinin başarılı olup olmayacağını değerlendirmek ve sonra da galeri ve drenaj deliklerinin optimum yer ve planını belirlemek için, geçirgenlik ölçümleri faydalı olacaktır. Yeraltı suyu incelemelerine dair ayrıntılar Bölüm 5'de ele alınmıştır.

3.2 Arazide Gözlemsel İnceleme

Aşağıdaki açıklamalar, başlıca projeyi değerlendirmek amacıyla, bir projenin ilk aşamalarında gerekli olabilecek bazı gözlem teknikleri hakkındadır. Projenin bu aşamasında toplanan bilgiler çok ender durumlarda nihai tasarım için yeterlidir; bu nedenle, projenin ana hatları bir kere ortaya konulduktan sonra, bu çalışmalardan sonra yüzey haritalaması ve sondaj gibi daha ayrıntılı incelemeler yapılır.

Herhangi bir saha gözlemsel incelemesinin bir kısmını; gerek kamu ve gerekse özel kurumların yayınladığı verilerden, mevcut doğal yamaçların ve yarma yüzeylerinin performansı ile ilgili gözlemlere kadar değişen aralıkta, sahayla ilgili mevcut verilerin toplanması oluşturur. Bu kaynaklar kaya tipleri, bozuşma derinliği, olası şev yenilme modları ve kaya düşmelerinin sıklığı ve boyutu gibi bilgiler sağlar.

Bir projenin sahada gözlemsel inceleme aşamasında önemli bir adım, proje gereksinimleri açısından jeolojik özelliklerin üniform olduğu *zonların* belirlenmesidir (ISRM, 1981a). Zonlar arasındaki tipik sınırlar litoloji, fay veya kıvrım şeklindedir. Kaya kütlesinin zonlanması; zonlar arasındaki sınırın yeri, yönelimi ve tipi ile birlikte her zondaki kaya kütlesinin mühendislik özellikleri hakkında bazı bilgiler sağlamalıdır. Her zonun sınırlarını tanımlamak suretiyle, güzergah boyunca veya ocak çevresinde duraylılık koşullarının değişim derecesini belirlemek ve sonra da duraysızlık potansiyelinin

bulunduğu zonlarda daha ayrıntılı incelemeler planlamak mümkündür.

Şekil 3.2'de bir karayolu projesi için gözlemsel saha çalışması düzeyinde yapılan jeolojik haritaya bir örnek görülmektedir. Bu haritada evrensel enine Mercator (UTM) koordinatları, bir nehir, mevcut karayolu ve demiryolu ile planlanan yeni güzergahı gibi özelliklerin temel lokasyon özellikleri verilmiştir. Sadelik açısından topoğrafik konturların harita üzerinde verilmediğine dikkat ediniz. Jeolojik veriler kaya tipi, bir heyelan, bindirme fayları ve mostralarda haritalanmış süreksizliklerin doğrultu ve eğimini içermektedir. "10-3" gibi sayılar, her süreksizliğe ait özellikler hakkında daha fazla bilgi içeren tablolara işaret etmektedir. Süreksizlik lokasyonları bir GPS birimi (küresel konumlama sistemi) kullanılarak belirlenmiştir. Tabakalanma ve iki ana ortogonal eklem takımına ait yönelimler Şekil 2.11 ve 2.13'deki stereonetler üzerinde verilmiştir.

3.2.1 Hava ve Kara Fotoğrafları

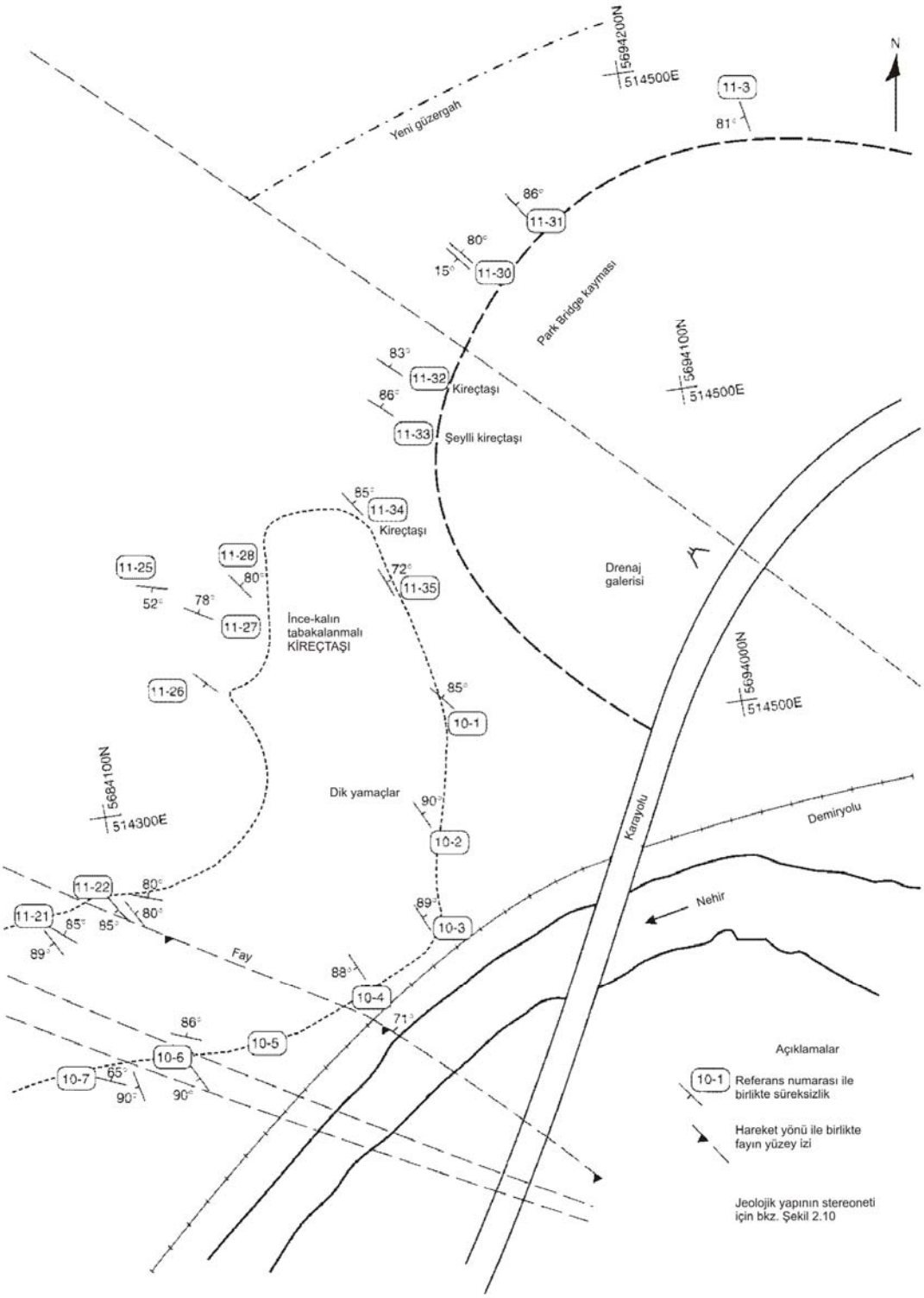
Düşey hava fotoğrafları ya da verev kara fotoğraflarının stereografik çiftlerinin incelenmesiyle, sahadaki daha büyük ölçekli jeolojik koşullar hakkında çok daha faydalı bilgiler elde edilir (Peterson vd., 1982). Bitki örtüsü, kaya düşmesi ya da yakın açıklıklı süreksizliklerden dolayı bu büyük özelliklerin yüzey haritalaması sırasında teşhis edilmesi çoğu zaman zordur. Jeoteknik mühendisliğinde kullanılan fotoğraflar genellikle siyah-beyazdır; düşey fotoğraflar 500 m ile 3000 m arası bir yükseklikten çekilmiş olup, ölçekleri 1/10.000 ile 1:30.000 arasında değişir. Bazı projelerde yüksekten ve alçaktan çekilmiş fotoğrafların ikisi de gereklidir; yüksekten çekilmiş fotoğraflarla (sözgelimi) heyelanlar teşhis edilirken, alçaktan çekilmiş fotoğraflar da jeolojik yapı hakkında daha ayrıntılı bilgi sağlamaktadır.

Hava fotoğraflarının en önemli kullanımı; hareket etme, hatta tesislere zarar verme potansiyeli olan heyelanların teşhis edilmesidir. Düşey hava fotoğraflarında çoğu zaman kolaylıkla tanınabilir heyelan özellikleri; bir kaymanın tacı boyunca sarplıklar, kayma gövdesindeki engebeli topoğrafya ve nehir yönündeki ani değişim de dahil olmak üzere topuktaki taze örselenme alanlarıdır. Belirli bir dönemde değişik zamanlarda alınan fotoğrafları karşılaştırmak suretiyle, bir heyelanın kayma hızının ve boyutunun büyüyüp büyümediğinin belirlenmesi mümkündür. Şekil 3.3'de British Columbia'da 1965 yılında meydana gelen Hope Kayması'na ait hava fotoğrafının stereo çifti görülmektedir. Kayan kütlenin hacmi yaklaşık 47 milyon m^3 olup, karayolunun 3,2 km'lik kısmı 80 m altta almıştır. Kayan kütle, yamaç yüzeyini kesen 30^0 eğimli ve devamlı bir folyasyon düzlemi üzerinde yenilmiştir.

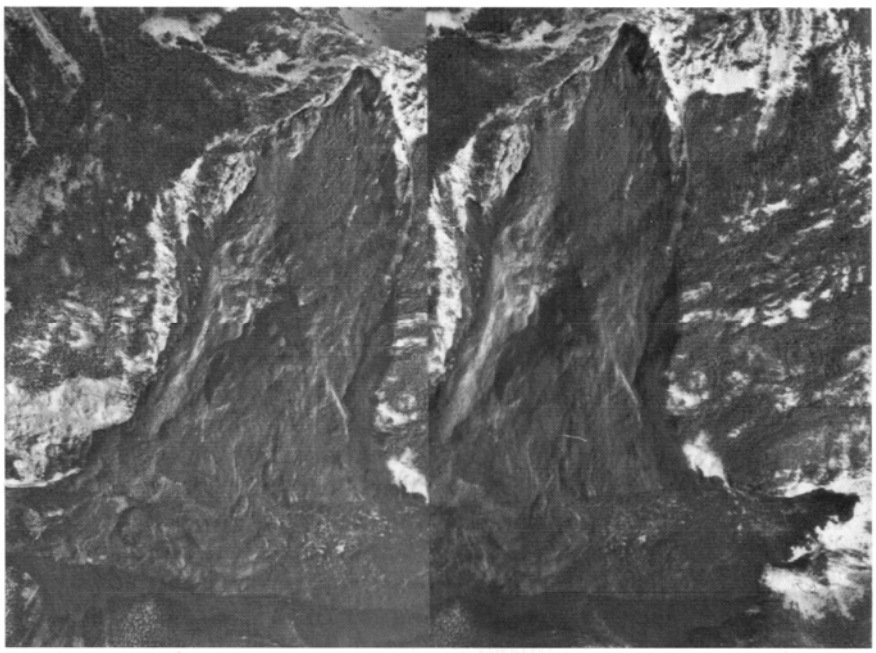
Hava fotoğrafı üzerinde görülebilen diğer özellikler; faylar, tabakalanma düzlemleri ve sürekli eklem takımları gibi majör jeolojik yapılardır. Fotoğraflar, bu özelliklerin konumu, uzunluğu ve devamlılığı hakkında bilgi sağlayabilir (Goodman, 1976).

3.2.2 Jeofizik

Bir saha incelemesinin sahada gözlemsel çalışma ya da ön etüd aşamasında bozuşma derinliği, temel kayası profili, önemli derecede yoğunluk farkına sahip kaya tipleri arasındaki dokanaklar, ana fayların yerleri ve kayanın çatlaklanma derecesi gibi bilgiler elde etmede jeofizik yöntemlerden sıkça yararlanılmaktadır (Griffith ve King, 1988). Jeofizik ölçümlerden elde edilen sonuçlar genellikle nihai tasarımda kullanılabilecek derecede doğru olmayıp, gerçek özellikleri ve dokanak kotlarını kontrol etmek için belirli yerlerde araştırma çukurları ve sondaj kuyuları açmak gerekir. Bununla birlikte, jeofizik incelemeler yeraltı koşullarına dair devamlı bir profil sağlar ve sondajlar arasını doldurmada bu bilgiden yararlanılabilir. Kaya şev mühendisliği amaçları için en yaygın jeofizik inceleme tekniği, aşağıda ele alınacak olan sismik yansıma tekniğidir.



Şekil 3.2 Yapısal jeolojik özellikleri gösteren tipik bir ön etüd düzeyi jeolojik haritası (haritalama: Dr. C. H. B. Leitch).



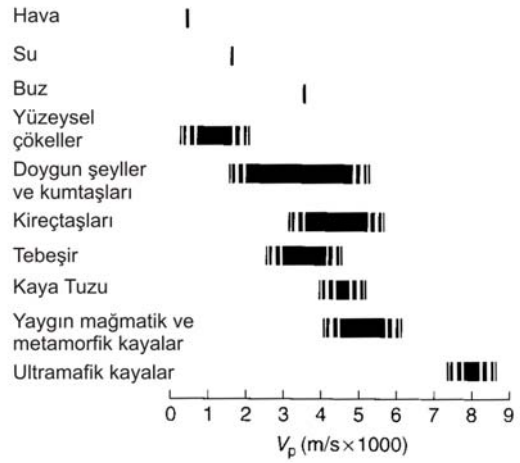
Şekil 3.3 Hope Kayması'na (British Columbia) ait hava fotoğraflarının stereo çifti; kayan kütlenin hacmi 47 milyon m^3 olup, karayolunun 3,2 km'lik kısmı heyelan altında kalmıştır.

Sismik Yöntemler: Zemin ve kaya katmanlarının yaklaşık yerlerini ve yoğunluklarını, iyi tanımlanmış bir su tablasını, ya da kayanın çatlaklanma derecesi, gözeneklilik ve doygunluğunu belirlemede sismik yöntemler kullanılmaktadır. Değişik kaya tiplerine ait sismik hızlar bu kayaların (aynı zamanda kaya kazı yöntemlerini seçmede faydalı bir kılavuz olan) sökülebilirliği ile de deneştirilmiştir (Caterpillar, 2001). Sismik yöntem birkaç on metre ile en çok birkaç yüz metre arasındaki derinliklerde etkilidir. Bir makaslama yerdeğiştirmesi olmadığı ve fay hareketi neticesinde belirli bir yoğunluktaki katmanda belirgin bir kot değişimi bulunmadığı sürece süreksizlikler sismik yöntemlerle teşhis edilemezler.

Sismik ölçümlerde göreceli varış zamanları, yayılma hızı ve sığ bir enerji kaynağından itibaren arzu edilen bir hat üzerine dizilmiş belirli sayıdaki jeofonlara giden elastik dalgaların hızları kaydedilmektedir. Enerji kaynağı bir balyoz darbesi olabileceği gibi, bir oksijen-propan karışımının sağlam bir haznede patlatılması ya da az miktarda patlayıcı olabilir. Yüzeyine yakın yerde ani bir gerilmeye maruz kalan elastik açıdan homojen bir kaya/zeminde dışa doğru üç elastik pals değişik hızlarda hareket eder. Bunlardan ikisi, yerin serbest yüzeyinden az etkilenen ve küresel cephe şeklinde ilerleyen cisim dalgalarıdır. Üçüncüsü de, yüzeye yakın bölge ile sınırlı olan ve genliği derinlikle hızla azalan yüzey (Raleigh) dalgasıdır. Birincil (*P*) ve ikincil (*S*) dalga şeklindeki cisim dalgalarının gerek hareket yönleri ve gerekse hızları birbirinden farklıdır. *P* dalgası yayılma yönünde boyuna bir sıkışma dalga iken, *S* dalgası ortamda kesme gerilmesi oluşturur. Birincil ve ikincil dalgaların hızları (V_p ve V_s) ile elastik sabitler ve yoğunluk arasındaki ilişkiler aşağıdaki gibidir:

$$V_p = \left(\frac{(K + 4G/3)}{\gamma_r} \right)^{1/2} \tag{3.1}$$

$$V_s = \left(\frac{G}{\gamma_r} \right)^{1/2} \tag{3.2}$$



Şekil 3.4 Yaygın olarak bulunan bazı jeolojik malzemeler için *P* dalgası hızlarının yaklaşık aralıkları (Griffiths ve King, 1988).

Burada, K = yığınsal modül, G = kesme modülü ve γ_r = kayanın yoğunluğudur. Çoğu kayalarda S dalgası hızı P dalgasının yaklaşık yarısı kadar olup, S dalgaları sıvılar içinde ilerleyemez. V_p / V_s oranı sadece ortamın Poisson oranına bağlıdır. Şekil 3.4'te değişik kayalar için P dalgasının tipik hızları görülmektedir.

Dayanım (veya konsolidasyon), yoğunluk ve çatlaklanma derecesi, dalga davranışından hareketle değerlendirilebilen bazı kaya özellikleridir. Meselâ, enerji dalgası artan dalga cephesi alanında yayıldığından, dalgaların genliği kaynaktan itibaren mesafeye göre azalır. Yer malzemeleri elastisite açısından mükemmel olmadığından, sismik enerjide dalgaların geometrik yayılmasından başka enerji kaybı ve atenasyon da söz konusudur. Genlikteki bu azalım, daha az konsolide olmuş kayalarda daha belirgindir.

Elastik dalganın ses hızı daha yoğun malzemede ve düşük yoğunluklu, yakın açıklıklı kayaya göre daha masif kayada daha yüksektir; bu bilgi, kayanın sökülebilirliğini değerlendirmede kullanılmaktadır. Yüksek yoğunluklu bir katman üzerinde daha düşük yoğunlukta bir malzeme bulunduğu zaman (kaya üstünde zemin gibi), elastik dalga hızı kayada daha yüksek olur ve katmanlar arasındaki dokanak da kırılma yüzeyi olarak davranır. Atış noktasından itibaren belirli mesafe aralıklarında, atış noktasından sonra farklı uzaklıklardaki ilk gelişler bu yüzeyde ilerleyen dalgaları temsil ederler. Bu bilgi, iki katman arasındaki dokanak profilini grafiğe aktarmada kullanılabilir.

3.3 Jeolojik Haritalama

Kazının yapılacağı alana benzer jeolojik formasyonlardaki yüzey mostraları veya mevcut yarmaların jeolojik haritalaması, genellikle şev tasarımı için gerekli saha koşulları hakkındaki temel bilgiye önemli ölçüde katkı sağlar. İnceleme programının hayatî bir parçası olan haritalama aynı zamanda kesin olmayan bir süreçtir; çünkü, yüzeydeki mostralardan elde edilen sınırlı miktardaki bilgiyi kullanarak şev yarmasının tamamı için bir genelleme yapmada kanaat kullanılması söz konusudur (McClay, 1987).

Tasarımda güvenle kullanılabilecek jeolojik haritalar ve kaya kütlesinin mühendislik özelliklerine dair tanımlamalar türetmek için, birkaç sahada çalışmış farklı kişilerin elde ettiğine benzer sonuçlar üreten iyi tanımlanmış bir sürecin olması çok önemlidir. Bu şartları sağlamak için, aşağıdaki hedeflere ulaşmak üzere standart haritalama prosedürleri hazırlanmıştır:

- Özellikle beklenen mekanik davranış ile ilgili olmak üzere, gözlemcinin bir kaya kütlesi hakkındaki genel izlenimlerini aktarmasına yardımcı olacak bir dil kullanılması. Jeolojik tanımlamanın dili, farklı gözlemciler aynı kaya kütlesini aynı şekilde tanımlayacak biçimde açık seçik olmalıdır.
- Belirli pratik problemlerin çözümü ile ilgili olarak olabildiğince fazla nicel veri kullanılması.
- Mümkün olan durumlarda sadece görsel değerlendirme yapma yerine basit ölçümler kullanılması.
- Mühendislik amacı açısından kaya kütlesi için eksiksiz bir tanımlama yapılması.

3.1.1 Çizgi ve Pencere Haritalaması

Önemli jeolojik yapıların tümünü sistematik olarak inceleyen yapısal haritalama yöntemleri "çizgi" ve "pencere" haritalamasıdır (ayrıca bkz. Ek II).

Çizgi haritalaması yüzey boyunca bir şeritmetre çekerek, bu şeritmetreyi kesen her süreksizliğin haritalanmasını içerir; çizgi uzunlukları çoğu zaman 50 m ile 100 m arasındadır. Çizginin uçlarının da gözleme dahil edilmesi durumunda, tüm süreksizliklerin lokasyonları belirlenebilir. Pencere haritalaması mostra üzerinde belirli aralıklarla yerleştirilmiş temsilci segment ya da belirli boyuttaki "pencere" içine düşen tüm süreksizliklerin haritalanmasını içerir. Aradaki kısımlar da yapıda benzerlik olup olmadığı açısından incelenir. Pencere boyutu çoğu zaman 10 m'dir. Haritalamada kullanılan yüzeyin yayılımına bağlı olarak, bu haritalama tekniklerinden ikisi de projenin gerek ön etüd ve gerekse nihai tasarım aşamasında kullanılabilirler. Başlangıçtaki incelemelerin duraylılık üzerine etkisi önemli olan belirli bir yapıyı ortaya çıkarması halinde, bu yapılar üzerinde pürüzlülük ve devamlılık ölçümleri gibi daha ayrıntılı haritalama gerçekleştirilebilir.

3.3.2 Süresizliklerin Stereogrametrik Haritalanması

Kaya düşmesinin jeolog için tehlike arz etmesi ya da yüzeyin çıkıntı şeklinde askıda olması gibi bazı durumlarda haritalama için kaya yüzeyine doğrudan erişim mümkün olmayabilir. Bu şartlar için karasal fotogrametriyi kullanarak jeolojik haritalama yapma şeklinde bazı dolaylı yöntemler vardır. Bu yöntemin temel ilkesi, her yüzeye ait en az üç noktanın koordinatlarının elde edilmesi ve buna göre düzlemin yöneliminin belirlenmesidir.

Bu amaç için geliştirilen sistemlerden biri SIRO-JOINT'dir (CSIRO, 2001). Bilinen bir lokasyona yerleştirilen bir fotoğraf makinesi ile yamacın (şevin) sayısal bir görüntüsü elde edilir ve bu görüntü kaya yamaç yüzeyini tanımlayan üç boyutlu uzaysal verilere dönüştürülür. Her uzaysal noktanın uzayda bir konumu (x, y ve z koordinatları) söz konusu olup, üç uzaysal noktadan oluşan bir yerel takım bir üçgeni tanımlar. Bu koordinatlardan hareketle, üçgenlerin yönelimleri ağırlık merkezinin koordinatları ile birlikte eğim miktarı ve eğim yönü cinsinden tanımlanabilir. Yazılım, incelenecek alanın fare ile çevrilmesine olanak verir; bu şekilde, hesaplanan eğim miktarı ve yönü doğrudan bir stereonete aktarılabilir.

3.3.3 Süreksizlik Tipleri

Jeolojik incelemelerde süreksizlikler genellikle oluşum şekillerine göre sınıflandırılırlar. Bu yaklaşım, her kategorideki süreksizliklerin bir sahanın duraylılık koşullarının ilk değerlendirilmesinde kullanılabilecek boyut ve kesme dayanımı özellikleri açısından genellikle benzer olmasından dolayı, jeoteknik mühendisliği için çok faydalıdır. Aşağıda, en yaygın süreksizlik tipleri için standart tanımlamalar verilmiştir:

(a) *Fay*: Gözlenebilir bir yerdeğiştirme miktarı sergileyen süreksizlik. Faylar çok ender durumlarda tek düzlemsel birimlerdir; normalde paralel ya da paralele yakın süreksizlik takımları şeklinde gelişirler ve bunlardaki yerdeğiştirme miktarı değişkendir.

(b) *Tabakalanma*: Çökelme yüzeyine paralel olan yüzey; fiziksel olarak her zaman ayırt edilemeyebilir. Tabakalanma düzleminin orijinal yöneliminin yatay olarak varsayılmaması gerektiğine dikkat ediniz.

(c) *Folyasyon*: Yassı minerallerin paralel yönelimi ya da metamorfik kayalarda mineral bantlaşması.

(d) *Eklem*: Gözlenebilir herhangi bir göreceli hareketin olmadığı süreksizlik. Eklemler genelde tabakalanma, klivaj ve şistozite gibi birincil yüzeyleri keserler. Birbirine paralel bir dizi eklemin oluşturduğu gruba *eklem takımı* denir; kesişen iki veya daha fazla takım bir *eklem sistemi* oluşturur; birbirine yaklaşık olarak dik

konumda bulunan iki eklem takımının *ortogonal* olduğu söylenir.

(e) *Klivaj*: Değişik sertliklerdeki bir dizi tabakalar içinde yumuşak katmanlara paralel şekilde oluşan süreksizlikler. Klivaj terimi genelde klivaj düzlemlerinin paralel yönelimdeki mineral partikülleri tarafından kontrol edilmediğini ima eder.

(f) *Şistozite*: Şist veya iri taneli diğer kristalin kayalarda mika gibi yassı veya prizmatik mineral tanelerinin paralel diziliminden dolayı oluşan folyasyon.

3.3.4 Jeolojik Terimlerin Tanımları

Aşağıda, kaya kütlesinin tam bir tanımını sağlamak için toplanabilen bilgiler ile birlikte, bu özelliklerin kaya kütlesi performansını nasıl etkilediğine dair yorumların bir özeti verilmiştir. Bu bilgi başlıca Uluslararası Kaya Mekaniği Derneği (ISRM, 1981b) ve kısmen de Jeoloji Derneği Mühendislik Grubu (Geological Society Engineering Group, 1977) tarafından geliştirilen prosedürlere dayanmaktadır. Haritalama verilerine dair ayrıntılar Ek II'de verilmiştir. Ek II'de ayrıca arazide haritalama formları ve kaya kütlesinin tanımlamalarını nicel ölçümler ile ilişkilendiren tablolar verilmiştir.

Şekil 3.5(a)'da jeolojik yapının 12 temel özelliği verilmiş olup, bu özelliklerin her biri bu bölümde ayrıntılı olarak tanımlanmıştır. Şekil 3.5'deki çizim ve fotoğraf, süreksizliklerin çoğu zaman kayayı deforme eden gerilme alanına tepki olarak ortogonal (birbirine dik) takımlar şeklinde oluştuğunu göstermektedir; fotoğrafta, masif bir granitteki üç ortogonal eklem görülmektedir. Ortogonal yapı ayrıca Şekil 2.11'deki stereonette sunulmuştur. Ortogonal yapının mostrada veya stereonette teşhis edilmesinin değeri, bu yapıların çoğu zaman bir yarmada en baskın yapılar olması ve duraylılığı kontrol etme olasılığıdır.

Aşağıda, kaya kütlesinin özelliklerini tanımlayan parametreler liste halinde tanımlanmıştır.

(a) *Kaya tipi*: Kaya tipi kayanın kökeni (sedimenter, metamorfik veya mağmatik), mineralojisi, renk ve tane boyu ile tanımlanır (Deere ve Miller, 1966). Kaya tipini tanımlamanın önemi, farklı kaya tiplerinin performansının geniş bir aralıkta oluşması (meselâ, granitin genellikle şeylden daha masif ve daha sağlam olması) ve bu bilginin kayanın olası davranışı hakkında bir kılavuz niteliği taşımasıdır.

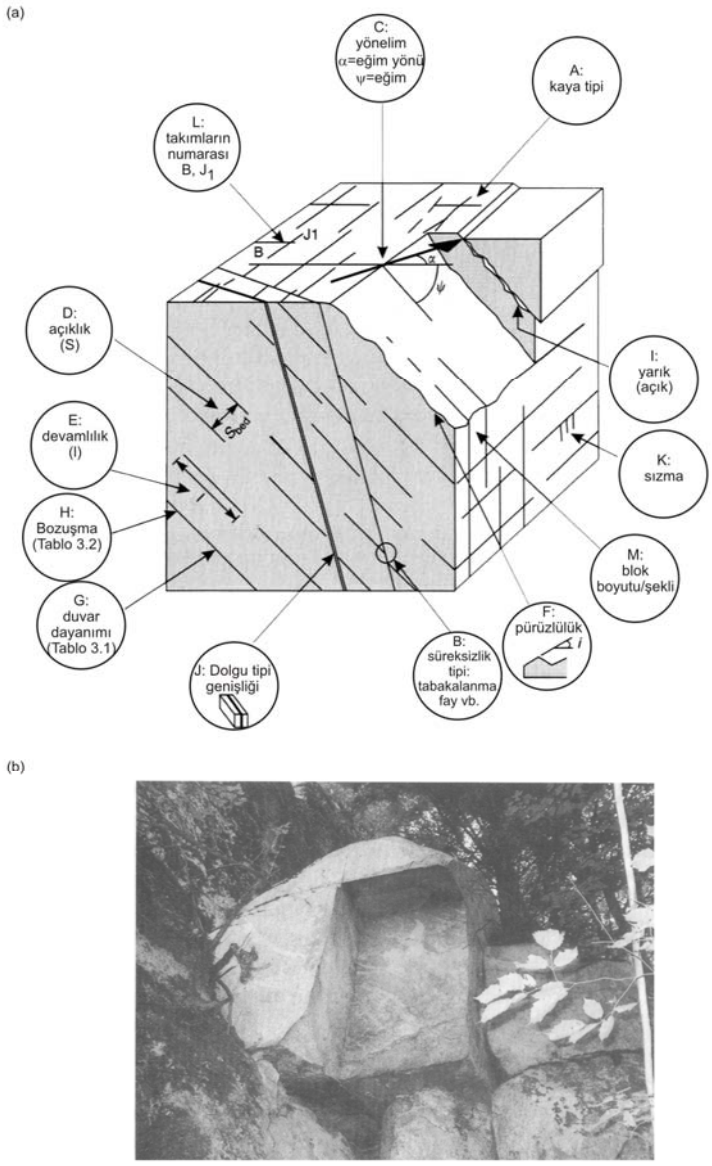
(b) *Süreksizlik tipi*: Süreksizlik tipleri uzunluğu sınırlı olan temiz çekme çatlaklarından birkaç metre kil dolgusu içeren ve kilometrelerce uzunlukta olan faylara kadar değişim gösterir; buna göre, süreksizliklerin kesme dayanımları da çok farklı olacaktır. Altbölüm 3.3.3'de en yaygın altı süreksizlik takımına ait tanımlamalar verilmiştir.

(c) *Süreksizlik yönelimi*: Süreksizliklerin yönelimi yüzeyin eğimi ve eğim yönü (veya doğrultusu) ile ifade edilir. Düzlemin eğimi, düzlemin yatay ile yaptığı en büyük açı (ψ) olup, eğim yönü de eğim çizgisinin yatay izinin kuzeyden saat yönünde okunan yönüdür (α açısı; bkz. Şekil 2.4). Şekil 3.5'de görülen ve kuzeydoğuya eğimli olan düzlem için düzlemin yönelimi 30/045 şeklinde beş rakam ile ifade edilebilir; burada, eğim 30° ve eğim yönü de 45°'dir. Eğim ve eğim yönü pusula ile tek bir okumada belirlenebildiğinden, süreksizlik yöneliminin bu şekilde tanımlanması haritalamayı kolaylaştırmaktadır (Şekil 3.6). Ayrıca, yapısal jeolojiyi analiz etmek için, sonuçlar doğrudan stereonet üzerine aktarılabilir (bkz. Altbölüm 2.5). Şekil 3.6'da görülen pusulayı kullanırken, eğim miktarı kapak menteşesindeki işaretli ölçekten ve eğim yönü de 0° ile 360° arasında bölümlenmiş pusula ölçeğinden okunur.

Bazı pusulalarda, ölçülen eğim yönleri gerçek kuzeye göre olacak şekilde, manyetik deklinasyonu hesaba katmak için bölümlendirilmiş daire döndürülebilmektedir. Pusulada bu özelliğin bulunmaması halinde, manyetik

okumalar buna göre düzeltilir: (sözgelimi) manyetik deklinasyonun 20° doğu olduğu durumda gerçek kuzey okumalarını elde etmek için *manyetik okumalara* 20° *eklenir*.

(d) *Açıklık*: Süreksizlik açıklıkları kaya yüzeyleri ve sondaj karotları üzerinde haritalanabilir; gerçek açıklık, yüzey ile belirli bir açı yapan süreksizliklerin görünür açıklığından hesaplanır (ayrıca bkz. Altbölüm 3.4.1); açıklık kategorileri aşırı genişten (>2 m) çok yakına (<6 mm) kadar değişir. Her takıma ait süreksizlik açıklığı ölçümü, blokların şekil ve boyutunu belirlemenin yanında devrilme yenilmesi gibi duraylılık modları hakkında da bir fikir verir. Ayrıca, yakın aralıklı kırıklar içeren kaya kütlesindeki bireysel süreksizlikler kolaylıkla birleşerek sürekli bir zayıflık zonu oluşturduklarından, kaya kütlesi dayanımı süreksizlik açıklığı ile ilişkilidir. Süreksizlik açıklığını hesaba katarak çatlaklı kaya kütlesinin dayanımını hesaplamaya dair bir yöntem Altbölüm 4.5'te verilmiştir.



Şekil 3.5 Kaya kütlelerinde süreksizliklerin karakteristikleri: (a) Kaya kütlesini tanımlayan parametreler; harfler (A vb.) metinde tanımlanan parametreye işaret eder (Wyllie, 1999); (b) ortogonal olarak yönlenmiş üç eklem içeren bloklu granitik kayanın fotoğrafı (Hope, British Columbia yakınında).

Şekil 3.6 Yüzeylerin eğim miktarı ve yönünü doğrudan ölçmede kullanılan (Clar tipi) jeolog pusulası. Kapak yüzey üzerine yerleştirilir ve dairesel düzeç ile yataylık sağlanana kadar gövde döndürülür; eğim yönünü okumak üzere iğne serbest bırakılır ve eğim miktarı da menteşe üzerindeki ölçekten okunur (The Brunton Co., Riverton, WY).

(e) *Devamlılık*: Süreksizliğin devamlı uzunluğunun veya alanının bir ölçüsüdür; çok yüksekten (>20 m) çok düşüğe (<1 m) kadar değişir. Bu parametre blokların boyutunu ve potansiyel kayma yüzeylerinin uzunluğunu belirler; buna göre, haritalamada duraylılık üzerine etkisi en büyük olan süreksizlik takımlarının devamlılığına ağırlık verilmelidir. Süreksizlik uzunluğunu kaya yüzeyinde doğrudan ölçmenin mümkün olmadığı yerlerde, yüzey boyutlarının dışına çıkan kırıkların ortalama uzunluğunu tahmin etmede Altbölüm 3.4.2'de tanımlanan prosedür kullanılabilir.

(f) *Pürüzlülük*: Bir süreksizliğin pürüzlülüğü, özellikle süreksizliğin yerdeğiştirmemiş ve kenetlenmeli olduğu yerlerde, kesme dayanımının önemli bir bileşenidir. Süreksizliğin dolgu içerdiği ya da yerdeğiştirmek suretiyle kenetlenmenin kaybolduğu yerlerde pürüzlülük daha az önemlidir. Pürüzlülük, arazideki mostrada beklenen kayma yönünde (mümkün olduğu takdirde) en az 2 m uzunluk içinde ölçülmelidir; büyük ve küçük ölçekteki yapıların ikisi için de tanımlanabilir:

Şekil:	Pürüzlülük:
basamaklı	pürüzlü
dalgalı	pürüzsüz
düzlemsel	çizikli

Pürüzlülük derecesi i^o değeri ile nicelleştirilebilir; bu değer, yüzeydeki düzensizliklerin bir ölçüsüdür [bkz. Şekil 3.5(a)'daki küçük şekil]. Pürüzlü yüzeyin toplam sürtünme açısı $\phi+i$'dir. i değerleri yüzeyde doğrudan ölçüm yoluyla veya yüzey pürüzlülüğünü düzensiz eklem yüzeyi standart profilleri ile karşılaştırmak suretiyle belirlenebilir. Bu teknikler Altbölüm 3.4.3'te açıklanmıştır. Bu konudaki genel uygulama şekli, ön haritalama sırasında standart pürüzlülük profillerinin kullanılması şeklindedir.

Duraylılığı kontrol eden kritik bir süreksizliğin bulunması halinde, profillerden tahmin edilen değerler, birkaç adet ayrıntılı pürüzlülük ölçümü ile kalibre edilebilir.

(g) *Duvar dayanımı*: Süreksizlik duvarlarını oluşturan kayanın dayanımı, pürüzlü yüzeylerin kesme dayanımını etkiler. Makaslama sırasında yerel temas noktalarında duvar dayanımına kıyasla yüksek gerilmelerin oluştuğu yerlerde, düzensizlikler makaslanır ve sonuçta sürtünme açısının pürüzlülük bileşeni azalır. Bozuşmanın ilk evrelerinde çoğu zaman süreksizlik yüzeylerindeki kaya dayanımında bir azalım söz konusu olup, sonuçta pürüzlülük değeri azalabilmektedir. Sıkışma dayanımını Tablo 3.1'de (ISRM, 1981b) verilen basit arazi deneylerinden ya da karot veya blok numuneler mevcut olduğu zaman nokta yükleme deneyinden tahmin etmek genellikle yeterlidir. Süreksizlik yüzeylerindeki kayanın sıkışma dayanımını tahmin etmede Schmidt çekici deneyi de kullanılmaktadır.

Tablo 3.1 Kaya ve zemin dayanımlarının sınıflandırılması (ISRM, 1981b).

Sınıf	*Tanım*	*Arazide teşhisi*	*Tek eksenli sıkışma dayanımının yaklaşık aralığı (MPa)*
R6	Aşırı sağlam kaya	Numuneden sadece jeolog çekici ile küçük parça koparılabilir	> 250
R5	Çok sağlam kaya	Numueyi kırmak için jeolog çekici ile çok sayıda vuruş gerekir	100 – 250
R4	Sağlam kaya	Numuneyi kırmak için jeolog çekici ile birden fazla vuruş gerekli	50 – 100
R3	Orta sağlam kaya	Cep çakısı ile çizilemez veya soyulamaz; numune jeolog çekici ile kuvvetli tek darbede kırılabilir	25 – 50
R2	Zayıf kaya	Cep çakısı ile soyulabilir; jeolog çekici ile kuvvetlice vurulduğunda kayada sığ oyuk gelişebilir	5 – 25
R1	Çok zayıf kaya	Jeolog çekicinin ucu ile kuvvetlice vurulduğunda ufalanabilir; cep çakısı ile soyulabilir	1 – 5
R0	Aşırı zayıf kaya	Raptiye ile çizilebilir	0,25 – 1
S6	Katı kil	Raptiye güçlükle girer	> 0,5
S5	Çok sert kil	Raptiye kolaylıkla girer	0,25 – 0,5
S4	Sert kil	Baş parmakla kolaylıkla bastırılabilse de güçlükle batar	0,1 – 0,25
S3	Sağlam kil	Orta düzey çaba ile baş parmak birkaç inç batar	0,05 – 0,1
S2	Yumuşak kil	Başparmak kolaylıkla birkaç inç batabilir	0,025 – 0,05
S1	Çok yumuşak kil	Yumruk kolaylıkla birkaç inç batabilir	< 0,025

Notlar
Süreksizliğin duvar dayanımı genellikle R0-R6 (kaya) sınıfları ile karakterize edilir. SI birimlerine dönüştürme sırasında dayanım değerlerinde bazı yuvarlatmalar yapılmıştır (ISRM, 1981b).

Altbölüm 4.5'de tartışıldığı gibi, kaya kütlesinin dayanımını hesaplamada kullanılan parametrelerden biri de kırıksız kayanın dayanımıdır.

(h) *Bozuşma*: Kaya dayanımında bozuşmadan dolayı azalım (g)'de tanımlandığı gibi süreksizliklerin kesme dayanımını azaltır. Bozuşma ayrıca kırıksız kayanın dayanımındaki azalımdan dolayı kaya kütlesinin kesme dayanımını da azaltır. Bozuşma kategorileri taze kayadan rezidüel zemine kadar değişir. Kayanın bozuşması parçalanma ve bileşim değişmesi şeklinde olur. Parçalanma;

ıslanma ve kuruma, donma ve çözülme gibi yüzeye çıkan katmanı kıran çevresel koşulların bir sonucudur. Parçalanma, özellikle şişen kil içeren kumtaşı ve şeyl gibi sedimenter kayalarda ve mika içeriği yüksek olan metamorfik kayalarda daha yaygındır. Bileşim değişimi şeklindeki bozuşma ise, oksitlenme (örnek; demir içeren kayada sarı renkli oluşumlar), hidrasyon (örnek; granitteki feldispatın kaolinit kiline dönüşümü) ve karbonatlaşma (örnek; kireçtaşının çözünmesi) gibi kimyasal etmenler vasıtasıyla kayada meydana gelen değişimlere işaret eder. Tablo 3.2'de (ISRM, 1981b) kaya kütlesini parçalanma ve bileşim değişmesi derecesine göre kategorize eden bozuşma sınıfları verilmiştir.

(i) *Yarık genişliği*: Açık bir süreksizlikte birbirine komşu kaya duvarları arasında yüzeylere dik olan mesafedir. Hava veya su ile dolu olan yarık, genişlik itibariyle erime boşlukludan (>1 m) çok sıkıya (<0,1 mm) kadar değişir. Yarık genişliği bu anlamda dolgulu süreksizliğin "genişliği"nden farklıdır. Kaya kütlesinin hidrolik iletkenlik ve gerilme değişimleri altındaki deformasyon gibi olası davranışını kestirme ve açık süreksizliklerin gelişme sebebini anlama açısından önemlidir. Olası nedenleri; dolgu aşınması, süreksizliğin duvarını oluşturan kayanın çözünmesi, kesme yerdeğiştirmesi ve pürüzlü süreksizliklerin hacimsel genişlemesi, heyelanların taç kısmındaki çekme çatlakları ve buzul çekilmesi veya erozyonun ardından derin vadi duvarlarının rahatlaması şeklinde sıralanabilir. Yarık genişliği mostralarda, patlatma etkisiyle oluşmuş açık süreksizlikleri devre dışı bırakmak koşuluyla tünellerde, karot eldesi mükemmel olduğu zaman sondaj karotlarında ve kuyu duvarlarının temiz olduğu durumlarda sondaj kuyusunda fotoğraf makinesi kullanmak suretiyle ölçülebilir.

Tablo 3.2 Bozuşma sınıfları.

Terim	*Tanımlama*	*Sınıf*
Taze	Kaya malzemesi bozuşmasına dair görünür bir işaret yok; ana süreksizlik yüzeylerinde belki hafif bir renk değişimi.	I
Az bozuşmuş	Renk değişimi kaya malzemesinin ve süreksizlik yüzeyinin bozuşmasına işaret eder. Tüm kaya yüzeylerinin rengi bozuşma ile değişmiş olabilir ve dış kısım taze durumdakine göre biraz daha zayıf olabilir.	II
Orta derecede bozuşmuş	Kayanın yarıdan daha az kısmı bileşim değişimine uğramış ve/veya zemin oluşacak şekilde parçalanmış. Taze veya rengi değişmiş kaya ya sürekli bir iskelet ya da çekirdek taşları şeklinde.	III
İleri derecede bozuşmuş	Kayanın yarıdan daha fazla kısmı bileşim değişimine uğramış ve/veya zemin oluşacak şekilde parçalanmış. Taze veya rengi değişmiş kaya ya süreksiz bir iskelet ya da çekirdek taşları şeklinde.	IV
Tamamen bozuşmuş	Tüm kaya malzemesinin bileşimi değişmiş ve/veya parçalanarak zemine dönüşmüş. Orijinal kütle yapısı halen önemli ölçüde belirgin.	V
Rezidüel zemin	Tüm kaya malzemesi zemine dönüşmüş. Kütle yapısı ve malzeme dokusu tahrip edilmiş. Hacimde büyük değişim olsa da, zemin önemli ölçüde taşınmamış.	VI

(j) *Dolgu genişliği*: Dolgu, süreksizliklerde kalsit veya fay kili gibi birbirine komşu duvarları ayıran malzeme için kullanılan terimdir; birbirine komşu duvarlara dik mesafe, dolgulu süreksizliğin *genişliği* olarak adlandırılır. Süreksizliğin

davranışını kestirmede dolgu malzemesinin kapsamlı bir tanımı yapılır. Bu kapsamda yer alan özellikler mineraloji, tane boyu, aşırı konsolidasyon oranı, duvar pürüzlülüğü, genişlik ve duvar kayasının kırılma/ezilmesidir. Dolgunun şev/yamaçta potansiyel bir kayma yüzeyi olma olasılığı varsa, kesme deneyi için malzemeden (mümkün olduğunca örselenmemiş) numune alınması gerekir.

(k) *Sızma*: Yeraltı suyu akışının neredeyse tamamı süreksizlikler içinde geliştiğinden (ikincil geçirgenlik), süreksizliklerden sızmanın yeri, yarık genişliği hakkında bilgi sağlar; sızma kategorileri çok sıkı ve kurudan itibaren, dolguları aşındıran sürekli akışa kadar geniş bir aralıkta değişir. Bu gözlemler ayrıca su tablasının veya şeyl ve kumtaşı gibi düşük ve yüksek geçirgenlikteki kayaların ardalanmasından oluşan kaya kütlesinde su tablalarının konumuna da işaret eder. Kuru iklimlerde buharlaşma oranı sızma oranını aşabilir ve sızma lokasyonlarını belirlemek zor olabilir. Soğuk iklimlerdeki buz saçakları çok küçük sızma oranlarında bile iyi bir belirteç teşkil eder. Akış miktarları su basması veya inşaat sırasında kazı için pompaj gereklilikleri gibi koşullar için de önceden bir fikir verebilir.

(l) *Takım sayısı*: Biri diğerini kesen süreksizlik takım sayısı, kaya kütlesinin kırıksız kayada yenilme olmadan deforme olabilme derecesini etkiler. Süreksizlik takım sayısı artarken blok boyutu da düştükçe, blokların dönme, düz kayma ve uygulanan yükler altında ezilme olasılığı da artar. Haritalama sırasında bir takıma ait olan sistematik süreksizlikler, yönelimi daha az kestirilebilir olan rasgele süreksizliklerden ayırt edilmelidir.

(m) *Blok boyutu/şekli*: Blok boyutu ve şekli; süreksizlik açıklığı ve devamlılığı ile takım sayısı tarafından belirlenir. Blok şekilleri bloklu, tablamsı, parçalanmış ve kolonsu gibi şekilleri içerir; blok boyutu ise, çok büyükten (>8 m^3) çok küçüğe (0,0002 m^3) kadar değişen bir aralıkta değişir. Blok boyutu birkaç tipik blok seçme ve bunların ortalama boyutlarını ölçme şeklinde tahmin edilebilir.

Bu altbölümde açıklanan terimleri kullanarak, bir *kaya malzemesi* için tipik bir tanımlama aşağıdaki gibi yapılabilir:

Orta derecede bozuşmuş, zayıf, ince taneli, koyu grî – siyah renkli karbonatlı şeyl.

Kayanın mühendislik özelliklerinden daha az önemde olduğu için, kaya adının en sonda kullanıldığına dikkat ediniz.

Kaya kütlesi tanımlamasına bir örnek aşağıda verilmiştir:

Şeyl ve kumtaşı ardalanması; şeyl birimleri tipik olarak 200-400 mm kalınlıkta ve kumtaşlarının kalınlığı da 1000-5000 mm arasında. Şeylde tabakalanma açıklığı 100-200 mm olup, çoğu 20 mm kalınlığa kadar yumuşak kil dolgusu içermektedir; tabakalanma düzlemsel ve çoğu zaman çiziklidir. Kumtaşı, tabakalanma açıklıklarından ve 500-1000 mm aralıktaki birbirine komşu eklem takımlarından dolayı blokludur; tabakalanma ve eklem yüzeyleri düzlemsel ve pürüzsüz olup, dolgu içermemektedirler. Şeyl katmanlarının üst dokanakları bir miktar damlama ile birlikte ıslaktır; kumtaşı seviyeleri kurudur.

3.4 Açıklık, Devamlılık ve Pürüzlülük Ölçümleri

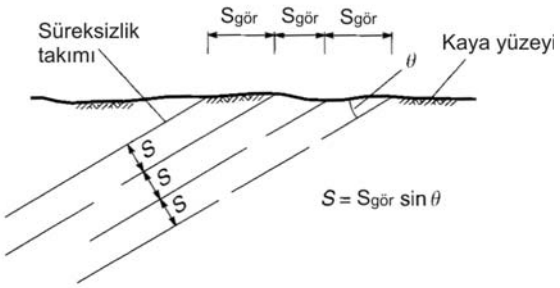
Kaya mostralarında jeolojik haritalamanın bir bileşeni de yüzey pürüzlülüğü, süreksizlik açıklığı ve devamlılığının ayrıntılı biçimde ölçülmesi olabilir. Bu ayrıntılı ölçümler genellikle sadece (sözgelimi) devamlı oluşu ve yamaç yüzeyini kesmesinden dolayı duraylılık üzerinde önemli etkisi olduğu tespit edilmiş olan süreksizlik takımları veya belirli yapılar üzerinde gerçekleştirilir.

3.4.1 Süreksizliklerde Açıklık

Süreksizliklerde açıklık bir yamaçtaki blokların boyutunu belirler; bu da kaya düşmelerinin boyutunu ve ankrajlama paternlerini etkiler. Yüzey haritalamasından hareketle açıklık ölçümlerinin değerlendirilmesinde göz önüne alınması gerekli bir faktör, yüzey ile süreksizlikler arasındaki göreceli yönelimdir. Bunun anlamı; göreceli yönelimin, gerçek açıklığın görünür açıklıktan küçük olduğu ve gerçek süreksizlik sayısının haritalanan sayıdan büyük olduğu süreksizliklerin sayı ve açıklığında yanlılığa neden olmasıdır. Yanlılığın ortaya çıkma nedeni, yamaç yüzeyine dik olan süreksizliklerin tümünün yüzeyde kendi gerçek açıklıklarında görülmesi; diğer taraftan, yüzeye paralel veya paralele yakın ve görünür açıklığı geniş olan sadece birkaç süreksizliğin yüzeyde görülebilmesidir (Şekil 3.5 ve 3.7). Açıklıktaki yanlılık aşağıdaki ilişki ile düzeltilebilir (Terzaghi, 1965):

$$S = S_{gör} \sin\theta \qquad (3.3)$$

Burada, S = aynı takıma ait süreksizlikler arasındaki gerçek açıklık, $S_{gör}$ = ölçülen (görünür) açıklık ve θ = yüzey ile süreksizlik eğimi arasındaki açıdır.

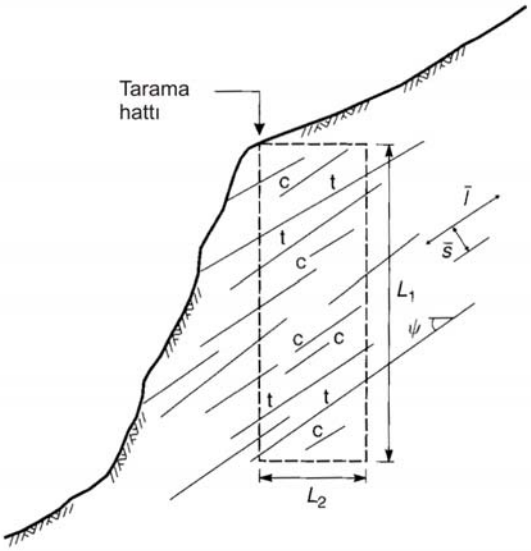


Şekil 3.7 Bir süreksizlik takımının görünür ve gerçek açıklığı arasındaki ilişki.

Bir takımdaki süreksizlik sayısı, yüzey ile süreksizlik doğrultusu arasındaki göreceli yönelim aşağıda verilen ilişki ile hesaba katılmak suretiyle ayarlanabilir:

$$N = N_{gör} / \sin\theta \qquad (3.4)$$

Burada, N = süreksizliklerin ayarlanmış sayısı ve $N_{gör}$ = ölçülen süreksizlik sayısıdır. Örnek olarak, düşey bir sondaj kuyusunda dike yakın eğimli süreksizliklerden sadece az bir kısmı kesilir; düşey bir kaya yamacında da yine bu yüzeye yaklaşık paralel olan süreksizliklerden birkaçı kesilir. Terzaghi düzeltmesiyle bu yüzeylerdeki süreksizlik sayısında uygun bir artış elde edilir. Numune yöneliminde yanlılığa izin vermek ve süreksizlik popülasyonunu doğru bir şekilde temsil etmek amacıyla süreksizlik sayısını arttırmak için, bazı stereonet programları Terzaghi düzeltmesi yapabilmektedir.



Şekil 3.8 Bir mostrada bir süreksizlik takımının ortalama açıklığı ve devamlılığının ölçülmesi.

Kaya mostralarında bir takımdaki süreksizlikler arasındaki açıklık değişkendir. Aşağıda, bir eklem takımındaki ortalama açıklığı hesaplama yöntemleri ve Terzaghi düzeltmesinin uygulanma şekli açıklanmıştır. Şekil 3.8'de çok eğimli bir yarmanın planlandığı bir kaya mostrası görülmektedir; kaya, yamaç yüzeyini kesen ψ eğimli bir eklem takımı içermektedir. Bu eklem takımının özellikleri, yüzeyden aşağı bir şeritmetre sarkıtmak ve şeritmetreyi kesen her eklemin özelliklerini kaydetmek suretiyle, çizgi haritalaması yöntemiyle belirlenebilir. Bu durumdaki

uzunluğu 15 m olan şeritmetreye *tarama hattı* denebilir.

Şekil 3.8'deki süreksizlik takımının ortalama açıklığı ($\bar{s}$), tarama hattının düşey olduğu ve eklemlerle dik açı yapmadığı koşullar için (3.5) eşitliği kullanılarak hesaplanır. L_1 uzunluğundaki tarama hattını kesen ψ eğimli N' adet eklem var ise, $\bar{s}$'ın değeri şu ilişkiden bulunur:

$$\bar{s} = L_1 \cos\psi / N' \qquad (3.5)$$

Şekil 3.8'de 15 m uzunluğundaki tarama hattını (L_1 = 15 m) kesen, ortalama eğimi 35° olan dokuz adet eklem (N' = 9) vardır. Bu eklemlerin ortalama açıklığı 1,5 m olup, Şekil 3.8 üzerinde ölçek dahilinde işaretlenmiştir.

Değişik süreksizlik takımlarının açıklığını incelemede göz önüne alınabilecek bir yaklaşım, değişik yönelimlerdeki tarama hattı boyunca ölçüm yapılmasıdır; tarama hattının her takıma dik açılarda olması tercih nedenidir (Hudson ve Priest, 1979, 1983).

Terzaghi düzeltmesi, tarama hattında ölçülen eklemlere uygulanabilir: Tarama hattını kesen dokuz adet eklem vardır ($N_{gör}$ = 9) ve 35° eğimli eklemler ile düşey tarama hattı arasındaki ortalama açı 55°'dir. Bu nedenle, (3.4) eşitliği eklemlere dik yönde ve 15 m uzunluğundaki tarama hattının yaklaşık 11 kadar eklemi kestiğini gösterir.

3.4.2 Süreksizlik Takımlarında Devamlılık

Açıklık ile birlikte yüzeyden kayabilecek blokların boyutunu tanımladığından, süreksizliklerin devamlılığı en önemli kaya kütlesi parametrelerinden biridir. Ayrıca, devamlılığı düşük süreksizlikler arasında alanı küçük bile olsa kırıksız kayanın bulunması, duraylılık üzerine olumlu katkı sağlayabilir; çünkü, kayanın dayanımı çoğu zaman şev üzerine etkiyen kesme gerilmesinden çok daha büyüktür. Ne var ki, yüzeyde çoğu zaman süreksizliğin sadece küçük bir kısmı görülebildiğinden; devamlılık, ölçülmesi en zor parametrelerden biridir. Sondaj karotu durumunda ise, devamlılık hakkında herhangi bir bilgi mevcut değildir.

Yüzeyin belirli bir kısmında mostra veren iz uzunluklarını ölçmek suretiyle, bir süreksizlik takımına ait ortalama devamlılığı hesaplamak amacıyla geliştirilmiş çok sayıda yöntem mevcuttur (Pahl, 1981; Priest ve Hudson, 1981; Kulatilake ve Wu, 1981).

Pahl (1981) tarafından geliştirilen yöntemde önce yüzeyde boyutları L_1 ve L_2 olan bir haritalama alanı tanımlanır (Şekil 3.8). Sonra, (ψ eğimli) belirli bir takımın toplam süreksizlik adedi (N'') sayılır ve bu süreksizliklerin haritalama alanı içinde yer alan (N_c) veya harita alanını kesen (N_t) adedi belirlenir. Harita alanı içinde kalan süreksizlikler kısa ve her iki ucu da görülebilir iken, harita alanını kesen süreksizlikler nispeten uzundur ve hiçbir ucu görülmez. Bir süreksizlik takımının yaklaşık ortalama uzunluğu ($\bar{l}$), uzunlukların istatistiksel dağılımının varsayılan formundan bağımsız olarak (3.6)'dan (3.8)'e kadar olan eşitliklerden hesaplanır.

$$\bar{l} = H' \frac{(1+m)}{(1-m)} \qquad (3.6)$$

Burada:

$$H' = \frac{L_1 \cdot L_2}{(L_1 \cos\psi + L_2 \sin\psi)} \qquad (3.7)$$

ve

$$m = \frac{(N_t - N_c)}{(N''+1)} \qquad (3.8)$$

Bu denklemlerde gösterildiği gibi, süreksizliklerin ortalama uzunluğunu hesaplamada bu yöntemin dayanağı, yüzeyde bilinen bir alandaki süreksizlikleri saymak olup, daha fazla zaman alan bir işlem olan bireysel süreksizliklerin uzunluklarının ölçülmesini içermez.

Şekil 3.8'de tasvir edilen süreksizlikler için ortalama devamlılık şöyle hesaplanır: Tarama alanı içindeki toplam eklem sayısı (ψ ~ 35°) 14 olup (N'' = 14), bunlardan beşi tarama alanı içinde kalmakta (N_c = 5) ve dördü de alanı

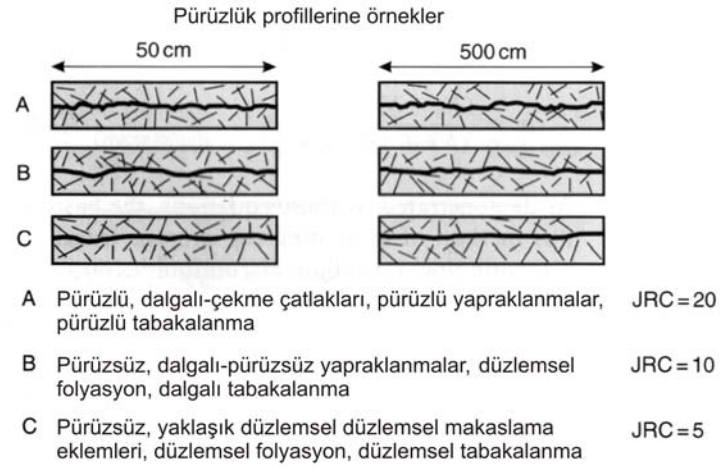
kesmektedir (N_t = 4). Tarama alanının boyutları L_1 = 15 ve L_2 = 5 olursa, m' = –0,07 ve H′ = 4,95 olur. Bu takımdaki eklemlerin ortalama uzunluğu (3.6) eşitliğinden 4,3 m bulunur. Ortalama devamlılık Şekil 3.8'de ölçek dahilinde çizilmiştir.

Tarama alanında duraylılığı etkileyen ikinci bir süreksizlik takımının bulunması halinde, ortalama açıklığı ve devamlılığı belirlemede aynı prosedür kullanılabilir; fakat, işlemler ayrı yapılır.

3.4.3 Kaya Yüzeylerinin Pürüzlülüğü

Pürüzlü bir yüzeyin sürtünme açısı iki bileşen içerir: Birincisi kaya malzemesinin sürtünmesi (ϕ), diğeri de yüzeyin düzensizlikleri tarafından oluşturulan kenetlenmedir (i). Pürüzlülük toplam sürtünme açısının önemli bir bileşeni olabileceğinden, pürüzlülüğün ölçülmesi çoğu zaman haritalama programının önemli bir kısmını oluşturur.

Bir incelemenin ilk aşamalarında pürüzlülüğün Eklem Pürüzlülük Katsayısı (JRC) (Barton, 1973) ile görsel olarak tanımlanması genellikle yeterlidir. JRC değeri pürüzsüz, düzlemsel ve kısmen çizikli yüzeyler için sıfırdan başlayarak, pürüzlü ve dalgalanmalı yüzeyler için 20'ye kadar çıkar. JRC değeri, (birkaç cm ölçeğindeki) yüzey düzensizliklerinin ve (birkaç metre ölçeğindeki) dalgalılığın kombinasyonuna dayalı standart profiller ile yüzey koşullarını görsel olarak karşılaştırmak suretiyle tahmin edilebilir (Şekil 3.9).



Şekil 3.9 Eklem pürüzlülük katsayısını (JRC) tanımlayan standart profiller (Barton, 1973).

JRC ile yüzey pürüzlülüğü (i) arasındaki ilişki şöyledir:

$$i = \mathrm{JRC}\log_{10}\left(\frac{\mathrm{JCS}}{\sigma'}\right) \qquad (3.9)$$

Burada, JCS (Eklem Sıkışma Dayanımı) süreksizlik yüzeyine komşu kayanın sıkışma dayanımı (bkz. Tablo 3.1) ve σ′ de süreksizlik yüzeyindeki efektif normal gerilmedir (örtü kayanın ağırlığı eksi su basıncı). (3.9) eşitliğine göre, kaya dayanımının uygulanan normal gerilmeye kıyasla küçük olduğu durumda düzensizlikler traşlanırken i azalmaktadır. Kaya yüzeylerinin kesme dayanımını belirlemede (3.9) eşitliğinin uygulanması Altbölüm 4.2'de ayrıntılı biçimde ele alınmıştır.

Bir projenin nihai aşamasında duraylılık üzerine önemli etkisi olan birkaç süreksizlik teşhis edilebilir; bu kritik yüzeylerin pürüzlülüğünü doğru bir şekilde ölçme konusunda geliştirilmiş çok sayıda yöntem bulunmaktadır. Fecker ve Rengers (1971) tarafından geliştirilen yöntem, jeolog

pusulasına iliştirilen farklı çaplardaki bir dizi levha ile süreksizliklerin yönelimini ölçmeyi kapsar. Büyük levhaların çapının pürüzlülük dalgalılığı ile yaklaşık aynı boyutta olması durumunda ölçülen yönelim yaklaşık olarak yüzeyin ortalama yönelimine eşit olacaktır. Ancak, daha küçük çaplı levhaların kullanılması durumunda levhalar daha kısa dalga boylu düzensizlikler üzerine oturduğu zaman, ölçümlerin yönelimlerinde önemli saçılmalar gözlenir. Ölçülen yönelimlerin bir stereonete aktarılması durumunda, ortalama yönelim etrafında kutupların saçılım derecesi, pürüzlülüğün bir ölçüsüdür.

Profil ölçümüne dair nicel yöntemler Tse ve Cruden (1979) tarafından bir mekanik profilometre kullanılarak geliştirilmiş; Mearz vd. (1990) ise, yüzey şeklini bir kamera ile ve görüntü analizcisi ile kaydeden bir gölge profilometresi geliştirmişlerdir.

Tse ve Cruden tarafından geliştirilen yöntem Şekil 3.10(a)'da sunulmuştur. Profil; sabit bir referans çizgisinden itibaren, belirlenen eşit aralıklarda (Δx), M kadar aralığa karşılık gelen uzunluk boyunca düşey mesafeyi (y_i) ölçmek suretiyle tanımlanır. Bu ölçümlere göre $Z2$ katsayısı şu şekilde hesaplanır:

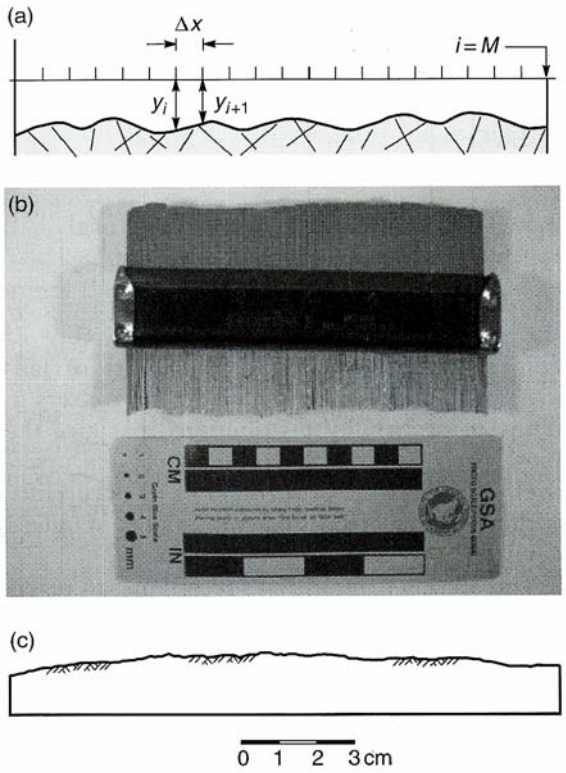
$$Z2 = \left[\frac{1}{M(\Delta x)^2} \sum_{i=1}^{M} (y_{i+1} + y_i)^2 \right]^{1/2} \quad (3.10)$$

Profil boyunca örnekleme aralığı (Δx) boyutunun hesaplanan JRC değeri üzerindeki etkisini değerlendirmek üzere yapılan bir çalışmada (Yu ve Vayssade, 1991) JRC'nin Δx boyutuna bağlı olduğu ve en doğru sonuçların küçük örnekleme aralıkları kullanıldığı zaman elde edildiği sonucu bulunmuştur. Z2 katsayısından hareketle JRC değeri, kullanılan örnekleme aralıkları için aşağıdaki eşitliklerden biri kullanılmak suretiyle hesaplanabilir:

Δx = 0,25 mm için JRC = 60,32($Z2$) – 4,51 (3.11a)

Δx = 0,50 mm için JRC = 61,79($Z2$) – 3,47 (3.11b)

Δx = 1 mm için JRC = 64,22($Z2$) – 2,31 (3.11c)



Şekil 3.10 Eklem pürüzlülüğünün ölçülmesi: (a) Pürüzlülüğü mekanik profilometre ile ölçme yöntemi (Tse ve Cruden, 1979; The Boulevard, Langford Lane, Kidlington, UK adresindeki Elsevier Ltd.'nin izniyle basılmıştır); (b) profilometrenin fotoğrafı; (c) JRC değeri 11,4 olan eklemin profili.

Profil ölçümü alma yollarından biri; bir çerçeve içinde konumlanan ve birbirine göre kayabilen bir dizi metal çubuk içeren marangoz tarağıdır [Şekil 3.10b)]. Tarağın bir kaya yüzeyine bastırılması halinde metal çubuklar kaya yüzeyinin şeklini almak üzere birbiri üzerinde kayarlar. Bu profil daha sonra bir kağıt üzerine aktarıldıktan sonra, bir referans çizgisine göre her çubuğun mesafesini ölçmek suretiyle kaya yüzeyinin şekli nicelleştirilir.

Şekil 3.10c'de granitte düzlemsel ve pürüzlü bir eklemin marangoz tarağı ile ölçülen profil sonuçları verilmiştir. Yüzey profili 1 mm aralıklarla ve 145 ölçümle sayısallaştırılmış (M =

145, Δx = 1 mm); bu değerlerin (3.11c) eşitliğinde yerine konulmasıyla $Z2$ = 0,214 bulunmuştur. $Z2$'nin bu değerine karşılık gelen JRC değeri 11,4'tür.

3.5 Yapısal Jeolojide Probabilistik Analiz

Altbölüm 1.4.4'te açıklandığı gibi, bir şevin duraylılığının ölçütlerinden biri de yenilme olasılığıdır. Yenilme olasılığının hesaplanmasında tasarım parametreleri olasılık dağılımları cinsinden ifade edilir; bu dağılımlar her bir parametrenin en olası değerini vermenin yanında, bir olası değerler (örnek; standart sapma) aralığında oluşma olasılığını da verirler.

Bu altbölümde yapısal jeoloji verilerinin olasılık dağılımlarını belirleme teknikleri verilmiştir. Yönelimdeki dağılım stereonetten hesaplanabilirken, devamlılık ve açıklık dağılımları arazi ölçümlerinden hesaplanmaktadır.

3.5.1 Süreksizlik Yönelimi

Süreksizlik yönelimindeki doğal değişimler, stereonet üzerine aktarıldığı zaman ortaya çıkan kutup saçılımları şeklindedir. Bu saçılımı şev duraylılık analizine dahil etmek faydalı olabilir; çünkü (sözgelimi), bir çift süreksizliğin ortalama değerlerini kullanan bir kama analizi, kamanın arakesit çizgisinin şev yüzeyini kesmediğini ve şevin duraylı olduğunu gösterebilir. Ancak, ortalama değerler yerine yönelimleri kullanan bir analizde bazı duraysız kamaların ortaya çıkması söz konusu olabilir. Bu koşulun oluşma riski (aşağıda açıklandığı üzere), eğim miktarı ve eğim yönünün ortalamasını ve standart sapmasını hesaplamak suretiyle nicelleştirilebilir.

Bir süreksizlik takımının saçılımının ve bundan hareketle de standart sapmasının bir ölçüsü, yön kosinüslerinden hesaplanabilir (Goodman, 1980). Eğimi α ve eğim yönü ψ olan herhangi bir düzlemin yön kosinüsleri **l**, **m** ve **n** birim vektörleridir:

$$\left.\begin{aligned} \mathbf{l} &= \sin\psi \cos\alpha \\ \mathbf{m} &= \sin\psi \sin\alpha \\ \mathbf{n} &= \cos\psi \end{aligned}\right\} \qquad (3.12)$$

Çok sayıda kutup için süreksizlik takımının ortalama yöneliminin yön kosinüsleri ($\mathbf{l}_R$, $\mathbf{m}_R$ ve $\mathbf{n}_R$), bireysel yön kosinüslerinin toplamına eşittir:

$$\mathbf{l}_R = \frac{\sum \mathbf{l}_i}{|R|}; \quad \mathbf{m}_R = \frac{\sum \mathbf{m}_i}{|R|}; \quad \mathbf{n}_R = \frac{\sum \mathbf{n}_i}{|R|} \qquad (3.13)$$

Burada, $|R|$= bileşke vektörünün büyüklüğü olup, aşağıdaki şekilde ifade edilir:

$$|R| = \left[\left(\sum \mathbf{l}_i\right)^2 + \left(\sum \mathbf{m}_i\right)^2 + \left(\sum \mathbf{n}_i\right)^2\right]^{0,5} \qquad (3.14)$$

Ortalama yönelimin eğimi ψ_R ve eğim yönü α_R aşağıdaki gibi ifade edilir:

$$\left.\begin{aligned} &\psi_R = \cos^{-1}(\mathbf{n}_R) \\ &\alpha_R = \cos^{-1}(\mathbf{l}_R / \sin\psi_R) \quad (\mathbf{m}_R \geq 0 \text{ için}) \\ &\alpha_R = -\cos^{-1}(\mathbf{l}_R / \sin\psi_R) \quad (\mathbf{m}_R < 0 \text{ için}) \end{aligned}\right\} \qquad (3.15)$$

N adet kutup içeren bir süreksizlik takımındaki saçılmanın ölçüsü, aşağıdaki gibi hesaplanan dispersiyon katsayısından (C_d) elde edilir:

$$C_d = \frac{N}{(N - |R|)} \qquad (3.16)$$

Süreksizliklerin yönelimindeki saçılımın az olması halinde C_d'nin değeri büyük olup, saçılma arttıkça C_d'nin değeri azalır.

Dispersiyon katsayısından yola çıkarak, bir kutbun ortalama yönelim ile θ^o kadar veya daha küçük açı yapma olasılığını (P), (3.17) eşitliğinden hesaplamak mümkündür.

$$\theta = \cos^{-1}[1 + (1 / C_d) \ln(1 - P)] \qquad (3.17)$$

Örnek olarak, ortalamadan bir standart sapma olarak tanımlanan açının oluşma olasılığı P = 0,16'dır (bkz. Şekil 1.12). Dispersiyonun 20 olması halinde, bir standart sapma ortalama ile 7,6^o'lik açı yapar.

(3.17) eşitliği, saçılımdaki dispersiyon ortalama yönelim etrafında yaklaşık üniform

olduğu zaman uygulanabilir; Şekil 2.11'deki A eklem takımı için durum bu şekildedir. Ancak, Şekil 2.11'deki tabakalanma durumunda eğim miktarındaki saçılım eğim yönündekine göre daha azdır. İki yöndeki standart sapma stereonetten yaklaşık olarak aşağıdaki gibi hesaplanır. Önce, eğim miktarı ve eğim yönüne dik olan yönlerde iki büyük daire çizilir. Daha sonra, %7 ve %93 düzeylerine (P_7 ve P_{93}) karşılık gelen açılar, takımdaki kutupları saymak ve bu yüzdeler dışında kalan kutuplar çıkarılmak suretiyle belirlenir. Büyük dairelerden her biri üzerindeki standart sapma denklemi aşağıdaki gibidir (Morriss, 1984):

$$SD = \tan^{-1} \{0{,}34[\tan(P_{93}) - \tan(P_7)]\} \qquad (3.18)$$

Standart sapmayı hesaplama konusunda doğruluk derecesi daha yüksek yöntemler McMahon (1982) tanımlanmış olsa da, bir takımdaki süreksizliklerin temsilci numunesini elde etmenin güçlükleri göz önüne alındığında, (3.18) eşitliğinde verilen yaklaşık yöntemin yeteri kadar doğru olduğu düşünülebilir. Doğru jeolojik araştırmaların önemli bir yönü, haritalama çizgisine paralel süreksizliklerden çok azı ölçüldüğü zaman, tek bir mostra yüzeyini veya sondaj kuyusunu haritalamadaki yanlılığın hesaba katılmasıdır. Verilerdeki bu yanlılık, Altbölüm 3.4.1'de tanımlandığı gibi Terzaghi düzeltmesi ile giderilebilir.

3.5.2 Süreksizlik Uzunluğu ve Açıklığı

Bir yamaçta oluşan blokların boyutu, süreksizliklerin uzunluk ve açıklığına bağlıdır. Tasarımlarda daha çok genel şev duraylılığını etkileyebilecek büyüklükte blok oluşturabilen devamlı süreksizlikler üzerinde durulur. Ancak, süreksizlik boyutları bir aralık dahilinde bulunur ve, uç değerlerin küçük bir örnekten elde edilen değerlere göre hangi mertebede olduğunu kestirmek için, bu değerlerin dağılımının anlaşılması önemlidir. Bu altbölümde süreksizliklerin uzunluk ve açıklıklarının olasılık dağılımları ele alınmış ve geniş bir aralıktaki boyutları doğru bir şekilde kestirmenin sınırlamaları üzerinde durulmuştur.

Süreksizliklerin uzunluk ve açıklıklarının ölçülmesinin başlıca amacı, bu yüzeylerin oluşturduğu blokların boyutlarını tahmin etmektir (Priest ve Hudson, 1976; Cruden, 1977; Kikuchi vd., 1987; Dershowitz ve Einstein, 1988; Kulatilake, 1988; Einstein, 1993). Bu bilgi (gerekli olduğu hallerde) kaya ankrajları ve kaya bariyerleri gibi uygun stabilizasyon önlemlerinin tasarımında kullanılabilir. Kırıksız kaya kısımları ile ayrılan eklemler içeren "basamaklı" yüzeylerin kesme dayanımını hesaplamada bu verileri kullanma yoluna gidilmiştir (Jennings, 1970; Einstein vd., 1983). Ancak, geliştirildiği zamandan bugüne kadar Hoek-Brown yönteminin kaya kütlesinin kesme dayanımını hesaplamada daha güvenli olduğu bilinmektedir (bkz. Altbölüm 4.5).

Olasılık Dağılımları: Süreksizlikler genellikle sondaj karotu, yamaç yüzeyi veya bir tünelin duvarı gibi bir tarama hattı boyunca haritalanırlar. Görünen uzunluk ve her takımdaki süreksizlikler arasındaki açıklık da dahil olmak üzere, her bir kırığa ait özellikler bireysel olarak ölçülür (Ek II). Süreksizlik özellikleri tipik olarak geniş bir aralıkta değişim değişim gösterir ve bu özelliklerin dağılımlarını olasılık dağılımlarıyla tanımlamak mümkündür. Belirli bir özelliğin değerleri içerisinde en çok oluşan değer ortalama değer ise, normal dağılım uygulanabilir. Bu koşul, her bir süreksizliğin yönelim gibi özelliğinin komşu süreksizliğin yönelimi ile ilişkili olduğuna işaret eder ve süreksizliklerin gerilme rahatlaması ile oluştuğunu ortaya koyar. Normal dağılımlı özellikler için ortalama ve standart sapma (1.16) ve (1.17) eşitliklerinde verilmişti.

Süreksizliklerin rasgele dağılımlı olan ve süreksizliklerin birbirinden bağımsız olduğuna işaret eden uzunluk ve açıklık gibi özellikleri için negatif üssel bir dağılım uygulanabilir. Negatif üssel bir dağılım en sık oluşan süreksizliklerin kısa ve yakın aralıklı olduğunu;

devamlı ve geniş açıklıklı olanların ise daha az yaygın olduğunu gösterir. Negatif üssel bir dağılımın $f(x)$ olasılık yoğunluk fonksiyonunun genel şekli aşağıdaki gibidir (Priest ve Hudson, 1981):

$$f(x) = \frac{1}{x}(e^{-x/\bar{x}}) \qquad (3.19)$$

Belirli bir açıklık veya uzunluk değerinin x boyutundan küçük olması ile ilgili kümülatif olasılık $F(x)$ de aşağıdaki gibidir:

$$F(x) = 1 - e^{-x/\bar{x}}) \qquad (3.20)$$

Burada, x = uzunluk veya açıklığın ölçülen değeri ve $\bar{x}$ ise o parametrenin ortalama değeridir. Negatif üssel dağılımın bir özelliği, standart sapmanın ortalama değere eşit olmasıdır.

Ortalama açıklığın 2 m olduğu bir süreksizlik takımı için (3.20) eşitliğinden açıklığın sırayla 1 m ve 5 m'den az olma olasılıkları şöyledir:

$$F(x) = (1 - e^{-1/2}) = \%40$$

ve

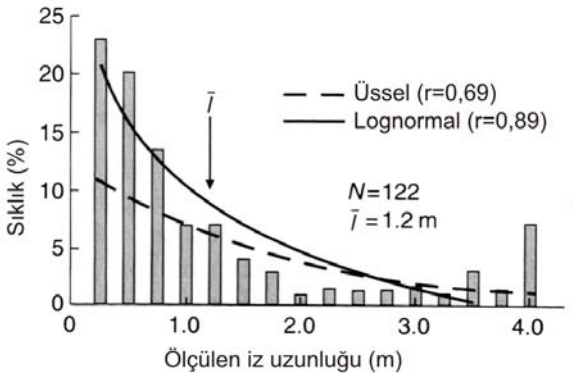
$$F(x) = (1 - e^{-5/2}) = \%92$$

(3.20) eşitliği belirli bir uzunluktaki süreksizliklerin oluşma olasılığını hesaplamada kullanılabilir. Bu sonuç (örnek olarak) bir düzlemin tüm şevde devamlı olma olasılığını belirlemede kullanılabilir.

Süreksizliklerin boyutlarını tanımlamada sıkça kullanılan bir diğer dağılım da lognormal dağılımdır. Bu dağılım, $x = \ln y$ değişkeninin normal dağılımlı olduğu yerlerde uygulanır (Baecher vd., 1977). Bir normal dağılımın olasılık yoğunluk fonksiyonu şöyledir (Harr, 1977):

$$f(x) = \frac{1}{y\mathrm{SD}_x\sqrt{2\pi}} \exp\left[-\frac{1}{2}\left(\frac{\ln y - \bar{x}}{\mathrm{SD}_x}\right)^2\right] \qquad 3.21)$$

Burada, $\bar{x}$ ortalama değer ve SD standart sapmadır.



Şekil 3.11 Eklem iz uzunluklarının en iyi uyumlu üssel ve lognormal eğrilerle birlikte histogramı (Priest ve Hudson, 1981).

Şekil 3.11'de Kambriyen kumtaşında ölçülmüş 122 eklem uzunluğu verilmiştir. Uzunluklar 4 m'den küçük ve $\bar{l}$ = 1,2 m'dir (Priest ve Hudson, 1981). Bu verilere en iyi uyan üssel ve lognormal eğriler için korelasyon katsayıları (r) sırayla 0,69 ve 0,89'dur. Lognormal dağılımın korelasyon katsayısı daha yüksek iken, üssel eğrinin daha büyük süreksizlik uzunluklarındaki uyumu daha iyidir. Bu durum, verilerin her seti için en uygun dağılımın belirlenmesini gerektiğini ifade eder.

3.6 Elmas Matkaplı Sondajlar

Birçok çalışmada yüzey haritalaması, yeraltı kayalarından karot elde etmek için açılan sondaj kuyularıyla desteklenir. Sondajın kapsamı zemin örtüsü, kaya mostralarının mevcut olup olmaması ve yüzey verilerinin yarmanın tüm derinliği boyunca uygulanabilme konusundaki güven gibi faktörlere bağlıdır. Meselâ, yüzeydeki kayanın bozuşmuş veya patlatmadan dolayı örselenmiş olması durumunda, derinlerdeki kaya koşullarını belirlemek üzere sondaj gerekebilir.

Elmaslı sondajdan alınabilecek bilginin çeşidi yüzey haritalamasından elde edilen bilgiden az çok farklı olabilir. Jeolojik yapı hakkında bilgi edinmenin başlıca yolu yüzey haritalaması olsa da, sondaj karotunda

devamlılık ile ilgili herhangi bir bilgi olmayıp, süreksizliklerin yönelimi sadece yönlü karotlardan elde edilebilir (bkz. Altbölüm 3.6.4).

Sondaj karotundan elde edilen bilgiler arazideki kaya dayanımı, çatlak sıklığı ve makaslama zonlarının özellikleridir. Karotlar ayrıca laboratuvarda dayanım deneyleri (Bölüm 4) için kullanılabilir; açılan kuyuya da piyezometreler yerleştirilebilir (Bölüm 5).

3.6.1 Elmas Matkap Düzeneği

Şekil 3.1'de tipik bir elmaslı sondaj görülmektedir. Sondajın ana bileşenleri genellikle benzin veya mazotla çalışan bir motor, tijlere baskı ve tork verecek bir başlık, kablolu ekipmanları destekleyecek bir kule ve ucunda bir karotiyer ve elmas emdirilmiş matkap bulunan bir dizi tij şeklindedir. Tijler genellikle 3 m uzunlukta ve birbirine manşonlarla bağlanmış olup, Kuzey Amerika'da yaygın tij çapları Tablo 3.3'de bunlara karşılık gelen delik ve karot çapları ile birlikte verilmiştir. Tij çapları dört harf ile gösterilmektedir (örnek; BOTT). Birinci harf çapı, ikincisi kablo ile kullanılmayı ve TT de üç tüplü karotiyeri ifade eder. Listede ayrıca muhafaza borusu boyutları da verilmiştir; kuyuların üst kısmında zemin veya bozuşmuş kayada göçmeyi önlemek için muhafaza borusu kullanılmaktadır. Muhafaza borusu ve tij çapları sözgelimi N tiji N muhafaza borusu içine uyacak şekilde ve B tiji B muhafaza borusu içine uyacak şekilde düzenlenmiştir. Bu durum, gerekli olduğu hallerde aşağı doğru çapın daraldığı "teleskobik" kuyuların açılmasına izin verir. Jeoteknik mühendisliğinde genellikle NQTT tijleri; kayanın çok kırıklı olması halinde (daha iyi karot alımı daha büyük çap ile gerçekleştirildiğinden) HQTT tijleri kullanılmaktadır.

Tablo 3.3 Elmaslı sondaj ekipmanının (Christiensen Boyles Corp.) üç tüplü karotiyer boyutları.

Sondaj boyutu	*AQTT*	*BQTT*	*NQTT*	*HQTT*	*PQTT*
Kuyu çapı, mm (in)	48,0	60	75,7	96	122,6
	(1,89)	(2-23/64)	(2-63/64)	(3-25/32)	(4-53/64)
Karot çapı, mm (in)	26,9	33,5	45	61,1	83
	(1,06)	(1-5/16)	(1-25/32)	(2-13/32)	(3-9/32)
Kuyu hacmi, l/100 m	181	282	451	724	1180
(A.B.D. gal/100ft)	(14,6)	(22,7)	(36,3)	(58,3)	(95,1)
Muhafaza iç çapı, mm (in)	48,4	60,3	76,2	101,6	127
	(1-29/32)	(2-3/8)	(3,0)	(4,0)	(5,0)
Muhafaza dış çapı, mm (in)	57,1	73	88,9	114,3	139,7
	(2-1/4)	(2-7/8)	(3-1/2)	(4-1/2)	(5-1/2)
Muhafaza ağırlığı, kg/3 m (lb/10 ft)	17	31,3	38,4	50,5	64,3
	(38)	(70)	(86)	(113)	(144)
Tij iç çapı, mm (in)	34,9	46	60,3	77,8	103,2
	(1-3/8)	(1-3/16)	(2-3/8)	(3-1/16)	(4-1/16)
Tij dış çapı, mm (in)	44,5	55,6	69,9	88,9	117,5
	(1-3/4)	(2-3/16)	(2-3/4)	(3-1/2)	(4-5/8)
Tij ağırlığı, kg/3 m (lb/10 ft)	14	18	23,4	34,4	47,2
	(31)	(40)	(52)	(77)	(106)

Amaçlardan birinin kayanın en zayıf yerinin karotlanmasının olduğu jeoteknik sondajlarında tavsiye edilen uygulama, üç tüplü karotiyer kullanılmasıdır. Üç tüplü karotiyer tij ve matkaba bağlanan ve sondaj sırasında tij ile birlikte dönen bir dış tüp içerir. Ortadaki tüp, tijler dönerken hareketsiz kalacak şekilde tepesinden bir rulmanla dış tüpe bağlanmıştır. Boyuna iki parçaya bölünen iç tüp de delme sırasında hareketsiz kalır.

Delme işlemi; matkaba sabit bir baskı uygulanarak, tijlerin yüksek hızda (yaklaşık 1000 rpm'ye kadar) döndürülmesi ve tijlerin merkezinden aşağıya su pompalaması şeklinde gerçekleştirilir. Bu şekilde tij kaya içine doğru ilerlerken, su da matkabı soğutur ve kayadan koparılan kırıntıları tijlerin dışındaki kuyu boşluğundan yüzeye taşır. Matkap ilerlerken karot karotiyerin içine girer ve karotiyer dolduğunda sondaj durdurulur. Karotiyerler genellikle 3 m uzunluktadır. 20 m'den daha sığ kuyularda her delme aşamasının sonunda kuyudan tijleri çekmek suretiyle karotları çıkarmak mümkündür. Daha derin kuyulardaki genel uygulama, kuyu içine ucunda bir karot yakalayıcı olan bir kablo sarkıtarak karotiyeri tutma ve tijlerden kurtarma şeklindedir. Karotiyer kuyu içinden tijleri çıkarmadan yüzeye getirilir. İç tüpü sürmek suretiyle karotiyer içinden çıkarılır ve daha sonra üst yarısı ayrılır. Sonra, karotiyer içindeki karot minimum örselenme ile loglanır. Bunun aksine, çift tüplü karotiyer kullanılması halinde karotun sürülmesi ve çekiçlenmesi gerekir ki, bu da karotu örseler ve bir miktar hasara yol açar; elde edilmesi çok önemli olan zayıf kayalarda hasar ve örselenme daha fazladır.

Çok zayıf kaliteli kayada ayrık tüp içine şeffaf bir plastik astar yerleştirmek suretiyle üçlü tüpü değiştirmek mümkündür. En az düzeyde örselenme ile kaydedilme ve saklanmak üzere, karot plastik tüp içine girer.

3.6.2 Elmas Matkaplı İşlemler

Elmaslı delme işleminde göz önüne alınması gerekli olabilen bazı faktörler aşağıda verilmiştir. Birincisi, sondaj makinesi zemin üzerinde veya zeminin düzensiz olduğu durumda bir platform üzerinde terazilenmelidir. Ayrıca, platform sağlam olmalı ve sondaj makinesi yere veya platforma güvenli bir şekilde bağlanmalıdır. Sondaj sırasında makinenin hareket etmesi halinde, tijlerdeki titreşim karot kalitesini azaltır ve tijlere zarar verebilir.

Matkabı soğutmak ve kırıntıları çıkarmak için, sondaj matkabının (genellikle su olan) bir sıvı ile devamlı ıslatılması gerekir. Deveran eden su ayrıca tijleri yağlamak suretiyle tijleri döndürmek için gerekli torku ve tijlerdeki titreşimi azaltır. Sahadaki sondaj için gerekli su ya komşu bir akarsudan ya da bir tanker vasıtasıyla sağlanır. Su temininde göz önünde bulundurulması gerekli faktörler, kaynak ile saha arasındaki pompaj yükü, boru hattının donması ve giriş yolunun mevcut olup olmamasıdır. Dönüş suyunun bir havuzda dinlendirilmesi ve kırıntıların çöktürülmesi ve kuyuya tekrar gönderilmesi genel bir uygulamadır. Bu şekilde gerekli su miktarı azaltılır ve siltli suların çevreyi kirletmesi önlenmiş olur.

Sondaj suyuna bazı kimyasal maddelerin ve katıların eklenmesi sondaj sıvısının özelliklerini iyileştirebilir ve çok geçirgen ya da duraysız formasyonlarda gerekli olabilir (Australian Drilling Industry, 1996). Elmaslı sondajda en yaygın katkı maddesi organik ve tikzotropi etkileri olan uzun zincirli polimerlerdir. Bunun anlamı, karıştırıldıklarında veya pompalandıklarında düşük viskoziteli olması; ancak, serbest kaldıklarında pelteleşmeleridir. Bu özelliklerin etkileri, çamurun kırıntıları tij dışındaki dar boşluktan yukarı çıkarabilmesi için kuyuda kolaylıkla deveran edebilmesinin yanında kuyu duvarlarını yalıtma ve stabilize etme açısından pelteleşmesidir.

Çamurun bu ikili özelliğin doğru bir uygulaması elmaslı sondaj işlemini önemli ölçüde kolaylaştırmaktadır. Örnek olarak, kuyunun kırıklı ve zayıf bir kayayı kestiği durumda sondaj çamuru duvarları stabilize edebilir; bu seviyeye muhafaza borusu indirmeye gerek kalmaz. Benzer şekilde, sirkülasyon sıvısının geçirgen zona kaçması halinde, çamur keki bu kaçışı önleyebilir. İdeal olarak, sondaj keki ince ve az geçirgen olmalı; tijlerin dönmesi sırasında kırılmayacak şekilde formasyona nüfuz etmelidir. Kuyudaki sıvı basıncı keki yerinde tutmaya yardımcı olur. Polimerlerin sondaj keki oluşturmak üzere

yeterince viskoz olmadığı durumlarda sondaj çamuruna eklenmesi mümkün olan katkı maddeleri ince mika tanecikleri veya kağıt olabilir; bu şekilde, kuyu cidarındaki kayada küçük açıklıklar yalıtılmış olur. Artezyen akış durumlarında ise, sondaj çamurunun yoğunluğu bentonit-barit karışımları ile arttırılabilir; bu şekilde, artezyenli formasyondaki suyun yukarı doğru basıncı sondaj çamuru ile dengelenmiş olur.

Geçirgenlik ölçümü ve piyezometre yerleştirilmesi gibi hidrolojik deney için kullanılan kuyularda duvarlarda sondaj çamuru bulunmaması gerekir. Bu koşullar için, zaman içinde biyolojik olarak çürüyebilen ve kuyu cidarını terk eden çamurlar kullanılmaktadır.

Kuyu tamamlandıktan ve kuyu içi deneyler sona erdikten sonra, genellikle hidrolojik koşullardaki kuyu sonrası değişimleri önlemek üzere kuyunun tamamının çimento ile doldurulması şart koşulur.

3.6.3 Karot Loglaması

Alınan sondaj karotlarının özelliklerinin kaydedilmesi kayanın ayrıntılı ve eksiksiz şekilde loglanmasını içerir; elmaslı sondaj karotunun loglanmasına dair bir örnek Şekil 3.12'de verilmiştir. Yüzey ve yeraltı verileri arasında tutarlılık sağlamak açısından, loglama işlemi kaya kütlesinin Altbölüm 3.3'de açıklanan özellikleri ve tanımlamalarının aynısı kullanılarak yapılmalıdır. Bu veriler kayanın tanımlanmasını, süreksizliklerin özelliklerini ve karot eksenine göre yönelimlerini kapsar. Ölçümler ayrıca kaya kütlesi kalitesinin bir belirteci olan Kaya Kalite Göstergesi (RQD), kırık indeksi ve karot yüzdesi için de yapılabilir. Kuyu logunda ayrıca kuyuda yapılan geçirgenlik ölçümleri, karotlarda yapılan dayanım deneyleri ve piyezometrelerin konumu gibi tüm bilgiler yer almalıdır. Son olarak, yanına bir renk skalası ve bir ölçek konmuş olarak karotun fotoğrafı çekilir.

Şeyl gibi atmosferik koşullara maruz kaldığında kötüleşmeye çok duyarlı olan kayalardan alınan karotların loglamadan hemen sonra korunması gerekebilir. Dayanım deneyi yapılmak üzere karotların laboratuvara taşınması gerektiği durumlarda karotların iyi korunması gerekir; karotların yerindeki şartlara olabildiğince yakın koşullarda test edilmesi önemlidir. Şev tasarımı çoğu zaman en düşük dayanımdan etkilenir; o nedenle, bu numunelerin kırılarak dayanım kaybetmesine izin verilmemeli veya güneşte kurumak suretiyle dayanım kazanmaları önlenmelidir.

Koruma yöntemlerinden biri, karotu plastik filme sarma ve nem kaybına karşı bariyer oluşturmak amacıyla erimiş parafine batırılmalıdır. Son olarak, hasar görmeden taşınabilmesi için, yalıtılmış karot rijit bir köpük içine yatırılabilir. Gerekli olabilecek daha ileri bir tedbir, numunenin donmasını önlemektir; çünkü, buz oluşumu zayıf kayayı çatlatabilir.

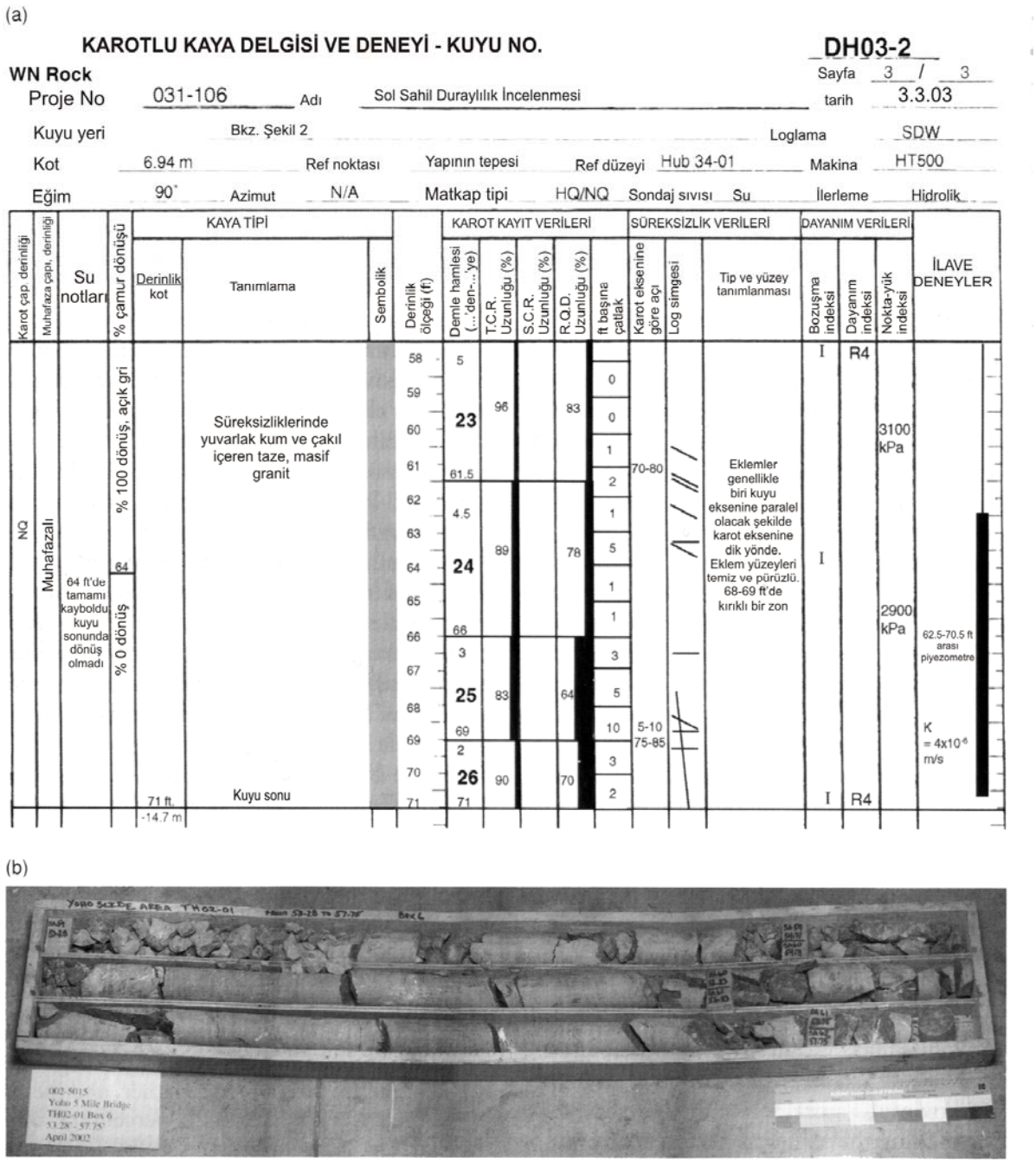
Aşağıda, kırıksız kaya dayanımını ve çatlaklanma derecesini değerlendirmede rutin olarak yapılan karot ölçümleri verilmiştir.

(a) *RQD* (kaya kalite indeksi) karotun çatlaklanma derecesi ile ilgili bir indekstir. RQD, bir sondajda delme sırasında meydana gelen kırılmaları çıkararak, 100 mm'den (4 in.) daha uzun tüm parçaların uzunluğunu ölçmek suretiyle hesaplanır. Daha sonra bu uzunluklar toplanır ve toplam sondaj derinliğine oranı bulunarak yüzde cinsinden ifade edilir. Düşük RQD değeri yakın çatlaklı bir kayaya işaret ederken; RQD'nin %100 olması da, alınan karotların tümünün uzunluklarının (karot kaybı olmaksızın) 100 mm'den büyük olduğu anlamına gelir. RQD aşağıdaki gibi hesaplanmaktadır:

$$\text{RQD} = \frac{\Sigma(\text{uzunlukları 100 mm'den büyük karotlar})}{\text{Toplam sondaj derinliği}} \times 100 \ (\%) \qquad (3.22)$$

(b) Kırık indeksi, karotta (sözgelimi) 0,5 m gibi sabit bir uzunlukta ölçülen doğal kırık sayısıdır. Bu parametre RQD değeri ile ilgili olmakla birlikte, sabit bir uzunluğa standartlaştırılır ve sondaj derinliklerinden etkilenmez.

$$\text{Kırık indeksi} = \frac{\text{Doğal süreksizlik sayısı}}{\text{0,5 m'lik karot uzunluğu}} \quad (3.23)$$



Şekil 3.12 Elmaslı sondaj kayıtları: (a) Karot yüzdesi ve RQD değerlerini gösteren histogramlar içeren tipik bir kuyu logu; (b) uzunluk ölçeği ve renk skalası ile birlikte karot sandığının fotoğrafı.

(c) *Karot yüzdesi* delgi sırasında kaybedilen kayanın miktarının bir ölçüsüdür. Karot kaybı zayıf kayalarda sondaj suyunun yıkama etkisi sonucunda veya karotun delme sırasında aşınmasıyla ya da bir erime boşluğu bulunmasından ileri gelebilir. Sondörler çoğu zaman sondaj hızındaki ani artıştan dolayı zayıf kaya veya boşlukları tespit edebilmektedir; bu zonlar log üzerinde belirtilmelidir. Karot yüzdesi değeri, elde edilen karotların uzunluğu toplamının sondaj derinliğine oranı şeklinde ifade edilir. Karotların loglanması sırasında karot uzunluğunda bir kayba rastlandığında, kayıp karot yerine ahşaptan bölme yapmak genellikle iyi bir uygulamadır.

$$\text{Karot yüzdesi} = \frac{\text{Alınan toplam karot uzunluğu}}{\text{Sondaj derinliği}} \times 100 \ (\%) \qquad (3.24)$$

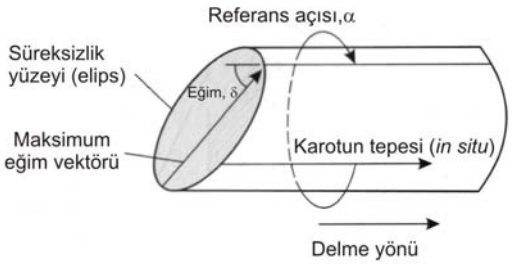
Şekil 3.12'de bu üç parametrenin değerleri grafik olarak sunulmuş olup, kuyu logu yukarıdan aşağı tarandığında zayıf veya kırılmış kaya zonları kolaylıkla teşhis edilebilir. RQD ve kırık indeksi ölçümlerini yaparken, delme işleminin kendisinden dolayı kırılma yerlerinin karot üzerinde teşhis edilmesi ve kaydedilen değerlere dahil edilmemesi önemlidir.

3.6.4 Karot Yönelimi

Tasarım için yüzeydeki haritalamadan süreksizlik yönelimine dair yetersiz miktarda veri bulunduğu koşullarda bu verileri sondaj karotlarından elde etmek gerekebilir. Bunun için karotların yönlü alınması gerekir.

Karotu yönlendirmede ilk adım, kuyu içine bir topoğrafik ölçüm aleti sarkıtarak kuyunun gidiş ve dalımının belirlenmesidir. Böyle bir gereç, her ikisi de belirli zaman aralıklarında fotoğrafı çekilebilecek bir eğim ölçer ve pusula içeren (manyetik olmayan) bir alüminyum tijden ibarettir. Yönelim gereci takımın ucunda kuyu içine sarkıtılır ve fotoğraf işlemleri sırasında hareketsiz olması sağlanır. Eğim ölçer ve pusulanın fotoğrafının çekildiği her zaman aralığında derinlik kaydedilir. Gereç kuyudan çıkarıldığı zaman, kaydedilen derinliklerde kuyu yönelimini göstermek üzere film banyo edilir. Tropari tek atış aleti ve jiroskoplar manyetik ortamlarda kullanılan diğer kuyu yönelim gereçleridir (Australian Drilling Industry, 1996).

Yönlü karot alımına dair yöntemlerin çoğunda karotun üzerine kuyunun tepesini işaret eden bir çizgi çekilir. Bu çizginin yönelimi kuyu içi ölçümlerinden belirlenmiş olduğundan, karottaki tüm süreksizliklerin yönelimi bu çizgiye göre ölçülebilir; doğrultu ve eğimleri hesaplanabilir (Şekil 3.13). Şekil 3.13'de karot tarafından kesilen bir düzlemin şeklinin elips olduğu ve hesaplama sürecinde ilk adımın bu elipsin kuyu aşağı ucunun majör ekseninin işaretlenmesi olduğu görülmektedir. Bu düzlemin eğimi (δ) karot eksenine göre ölçülür ve karotun tepesini gösteren çizgiden itibaren karotun çevresi etrafında elipsin majör eksenine saat yönünde (kuyu aşağı bakarak) ölçülen bir referans açısı (α) elde edilir. Düzlemin eğim miktarı ve eğimi, kuyunun gidiş ve dalımı ile birlikte ölçülen δ ve α açılarından hesaplanır. Karotta bir süreksizliğin gerçek eğim miktarı ve eğim yönü stereografik yöntemlerle (Goodman, 1976) veya küresel/analitik geometri yöntemleriyle (Lau, 1983) belirlenebilir.

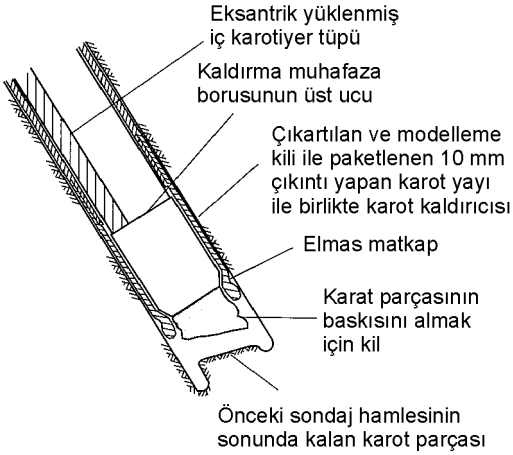


Şekil 3.13 Yönlü bir karotta süreksizlik yöneliminin ölçülmesi.

Bazan bir karot bir tabakalanma gibi yönelimi bilinen tutarlı bir kılavuz yapı içerebilir. Bundan hareketle karotun

yönlendirilmesi mümkün olup, diğer süreksizliklerin yönelimi de bulunabilir. Ancak, kılavuz tabakanın yönelimindeki küçük ve bilinmeyen değişimler hatalara yol açabilir. Bu nedenle, karotun tepesini belirlemede genellikle aşağıdaki üç yöntemden birinin kullanılması tercih edilmektedir.

Karotu yönlendirmede kil izi yöntemi, karotiyer dönecek şekilde ve kuyu tabanında ağırlığı konumlandıracak şekilde, bir tarafı ağırlıklı elek şeklinde bir karotiyer inşasını kapsar (Şekil 3.14) (Call vd., 1982). Karotiyerin alt ucuna bir parça kil yerleştirilir; karotiyer tijler içinden sarkıtılıp matkabı geçtikten sonra tabana yapışır. Kilin kuyu tabanındaki kayanın şeklini alması için tijlere hafif bir baskı uygulanır. Daha sonra karotiyer çekilir ve karot tepesi referans çizgisi ile birlikte yukarı alınır. Bir sonraki sondaj hamlesi normal şekilde devam eder. Karotun bu uzunluğu çıkarıldığı zaman, karotun tepesi kil iz ile eşleştirilir ve karot tepesi çizgisi kilden diğer karot parçasına aktarılır. Sonra gelen karottaki süreksizlikler Şekil 3.13'de gösterilen yöntem kullanılarak karotun tepesini gösteren çizgiye göre yönlendirilirler.

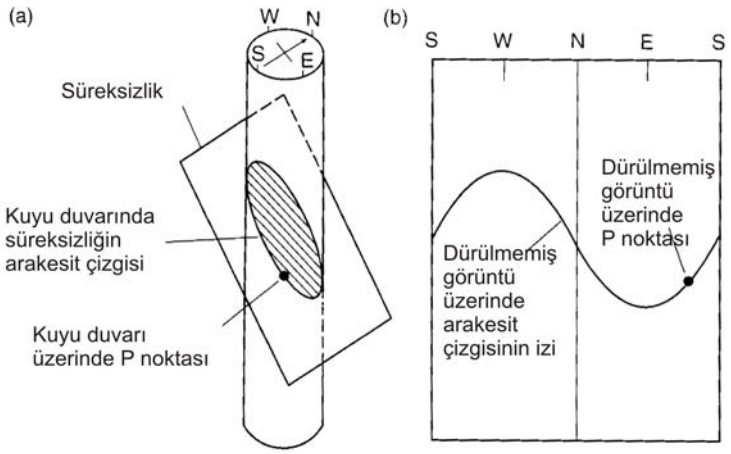


Şekil 3.14 Eğimli bir kuyuda karotu yönlendirmek üzere kil izi karotiyeri (Call vd., 1982).

Kil izi karot yönelim yönteminin avantajları; basit ve düşük maliyetli oluşudur. Ancak, her sondaj hamlesinde bir iz almak için gerekli zaman sondajı yavaşlatmakta; yöntem sadece yaklaşık 70°'den daha az eğimli kuyularda kullanılabilmektedir. Ayrıca, karotun kırıldığı yerlerde yönelim çizgisi kaybolur ve karotun tepesini gösteren çizgiyi kırık çizgisinin altına uzatmak mümkün olmaz.

Daha gelişmiş bir yönlü karot gereci, sondaj sırasında karot üzerine devamlı bir çizgi çizen Christiensen-Hugel aletidir; çizilen çizginin yönelimi karotiyer ucuna iliştirilmiş bir pusuladan çekilen fotoğraflardan belirlenir. Bu yöntemin avantajı, devamlı bir referans çizgisinin çekilmesi ve kırılan karotlarda çizginin kaybolmamasıdır. Ancak, bu alet kil izi gerecine kıyasla daha ileri ve daha pahalıdır.

Yönlü karot alımında en son yenilik, tarayıcı kuyu kamerası kullanımıdır. Colog Inc. Tarafından geliştirilen bir kamera ile, kameranın kuyu aşağı sarkıtılması sırasında kuyu duvarının devamlı şekilde 360°'lik görüntüsü alınmaktadır. Daha sonra kamera görüntüsü proses edilmek suretiyle, döndürülebilen ve herhangi bir yönden bakılabilen bir karotun görüntüsü elde edilmekte veya görüntü "dürülmemiş" şekli ortaya konabilmektedir (Şekil 3.15). Karot görüntüsünde karotu kesen düzlemler elips şeklinde iken, dürülmemiş görüntüde bir süreksizliğin izi sinüs dalgası şeklindedir. Karotu kesen düzlemlerin eğimi ve eğim yönü kuyunun gidiş ve dalımından; görüntünün yönelimi de kameraya iliştirilen pusuladan bulunabilir. Düzlemin eğim yönü pusula okumasına göre sinüs dalgasının pozisyonundan; karot eksenine göre düzlemin eğimi de sinüs dalgasının genliğinden bulunur. Kamera sistemine ait yazılım, sinüs dalgalarının işaret ettiği yönelim verilerinin doğrudan stereonet üzerine çizilmesine olanak verir.



Şekil 3.15 Bir sondaj kuyusunda 360° taramalı kamera kullanılarak elde edilen süreksizlik yönelimi: (a) Kuyu duvarının, süreksizlik ile karot arasında eliptik arakesiti gösteren ve karota benzeyen görüntüsü; (b) kuyu duvarının, süreksizliğin bir sinüs dalgası şeklinde görüldüğü "dürülmemiş" görüntüsü (Colog Inc., 1999).

Colog kamerasının önemli avantajları, kameranın kuyu tamamlandıktan sonra kuyu içine sarkıtılması ve delme işlemlerini kesikliğe uğratmamasıdır. Ayrıca, erime boşlukları ve alınan karotta mevcut olmayan kırıklı kaya zonları da dahil olmak üzere; görüntü, kaya koşulları hakkında devamlı bir kayıt sunar. Sistemin dezavantajı; maliyetin yüksek olmasının yanında, ya kuru ya da temiz su ile dolu, temiz ve duraylı kuyulara gerek olmasıdır.

Bölüm 4

Kaya Dayanımı Özellikleri ve Ölçümleri

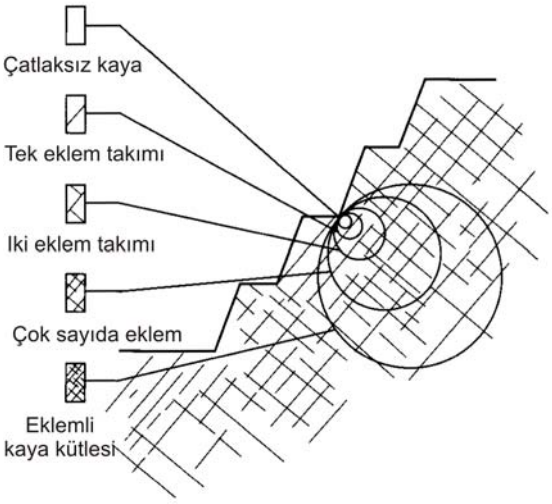
4.1 Giriş

Bir kaya şevin duraylılığını analiz ederken göz önüne alınması gerekli en önemli faktör, şev yüzeyi arkasındaki kaya kütlesinin geometrisidir. Bölüm 3'de tartışıldığı gibi, süreksizliklerin yönelimi ile kazı yüzeyi arasındaki ilişki, kaya kütlesinin bazı kısımlarında kayma veya devrilme meydana gelip gelmeyeceğini belirlemektedir. Jeolojiden sonra duraylılığı kontrol eden en önemli faktör, potansiyel kayma yüzeyinin kesme dayanımıdır. Bu bölümde bu konu üzerinde durulmuştur.

4.1.1 Ölçek Etkileri ve Kaya Dayanımı

Bir şevdeki kayma yüzeyi, şevin tüm yüzeyinde devamlı olan tek bir düzlem olabileceği gibi, süreksizliklerden ve kaya malzemesindeki kırıklardan oluşan karmaşık bir yüzey de olabilir. Güvenilir kesme dayanımı değerlerinin belirlenmesi şev tasarımının önemli bir kısmını oluşturur; çünkü, bu bölümün sonlarına doğru görüleceği gibi, kesme dayanımındaki küçük değişimler şevin güvenli yüksekliği veya eğiminde önemli değişimlere neden olabilmektedir. Uygun kesme dayanımı değerlerinin seçimi sadece deney verilerinin mevcut olmasına bağlı olmayıp, aynı zamanda yamacın tümünü oluşturan kaya kütlesinin davranışı ışığında bu verilerin dikkatlice yorumlanmasını gerektirir. Örnek olarak, tek bir düzlem üzerinde yenilme olma ihtimali bulunan bir şevi göz önüne alınız. Bu şevin tasarımında, süreksizliğin test edildiği kesme kutusu deneyinden elde edilen sonuçların kullanılması mümkündür. Ancak, yenilmenin birkaç eklemi ve kırıksız kayada bazı kırılmaları içerdiği karmaşık bir yenilme sürecini kapsayan bir şev tasarımında bu kesme kutusu deney sonuçları doğrudan kullanılamaz. Bu kitaptaki *kaya kütlesi* terimi, içinde karmaşık yenilme süreçleri gelişen kaya malzemeleri için kullanılmıştır.

Bu açıklamalar, bir şev için uygun kesme dayanımı seçiminin büyük ölçüde kayma yüzeyi ile yapısal jeoloji arasındaki ilişkiye bağlı olduğunu ortaya koymaktadır. Örnek olarak, Şekil 4.1'de sunulan açık maden ocağı şevinde genel şev boyutları süreksizlik boyutundan çok büyük olup, herhangi bir yenilme yüzeyinin eklemli kaya kütlesinden geçmesi söz konusudur; maden ocağı şevinin tasarımında kullanılması gerekli uygun kaya dayanımı, kaya kütlesinin dayanımıdır. Bunun aksine, palye yüksekliği yaklaşık olarak eklem uzunluğuna eşittir; duraylılık sadece bir eklem tarafından kontrol edilebilir. Bu durumda, palyelerin tasarımında kullanılması gerekli uygun kesme dayanımı, palye yüzeyini kesen eklemlerin dayanımı olacaktır. Son olarak,



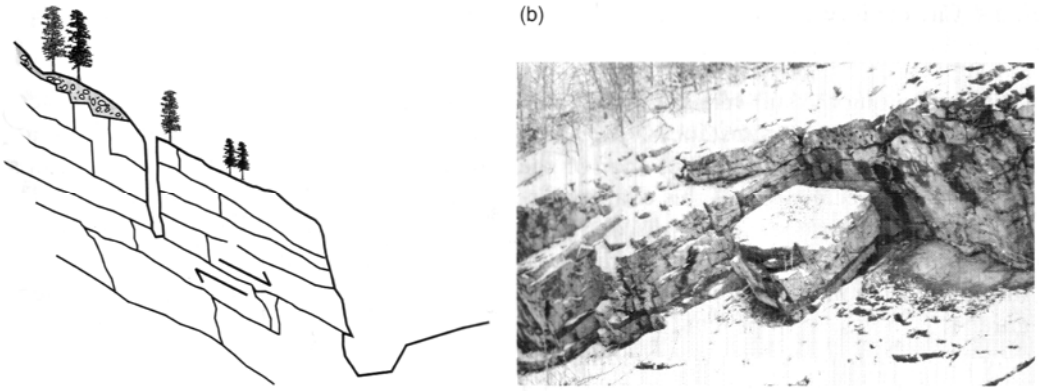
Şekil 4.1 Artan numune boyutu ile kırıksız kayadan kaya kütlesine geçişi gösteren idealleştirilmiş diyagram.

eklem açıklığından daha düşük bir ölçekte kırıksız kaya blokları oluşur ve (sözgelimi) delme ve patlatma yöntemlerinin değerlendirilmesinde kullanılması gerekli uygun kaya dayanımı başlıca kırıksız kayanın dayanımı olmalıdır.

Numune boyutu ile kaya dayanımı özellikleri arasındaki bu ilişkiye dayalı olarak, bu bölümde aşağıdaki üç çeşit kayanın dayanımını belirleme yöntemleri incelenmiştir:

(i) *Süreksizlikler*: Tek tabakalanma düzlemleri, eklemler veya faylar. Kesme dayanımını etkileyen süreksizlik özellikleri; yüzeylerin şekil ve pürüzlülükleri, yüzeyde taze veya bozuşmuş olabilen kaya ve düşük dayanımlı ya da kohezyonlu olabilen dolgu maddelerini kapsar.

(ii) *Kaya kütlesi*: Eklemli kaya kütlesinin kesme dayanımını etkileyen faktörler; kırıksız kayanın sıkışma dayanımı ve sürtünme açısı, süreksizliklerin açıklığı ve bunların yüzey koşullarını kapsar.



Şekil 4.2 Şev yüzeyini kesen sürekli tabakalanma düzlemi üzerinde düzlemsel yenilme (sağlam, bloklu kireçtaşı, Crowsnest Pass, Alberta, Kanada).

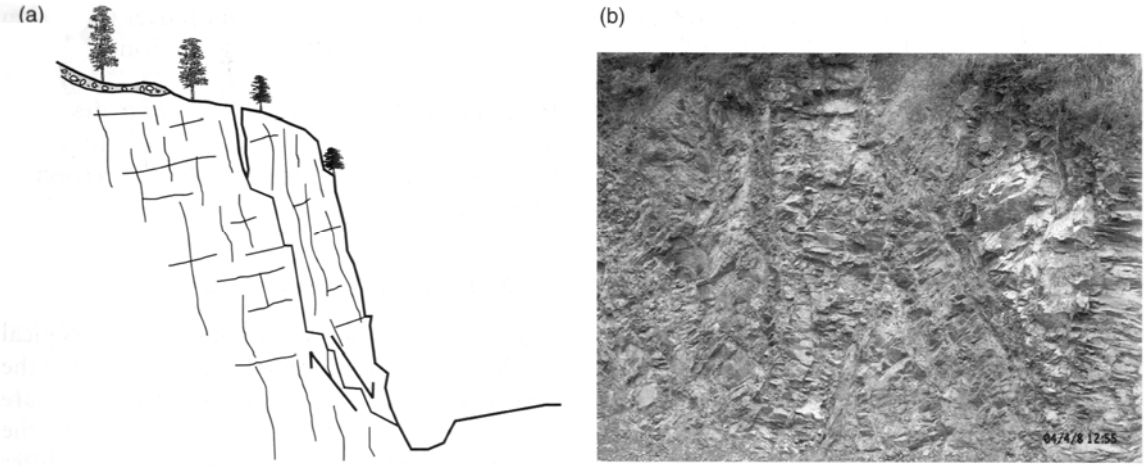
(iii) *Kırıksız kaya*: Kırıksız kayanın dayanımını ölçmede göz önünde bulundurulması gerekli bir faktör, bozuşmadan dolayı şev ömrü boyunca dayanımın azalmasıdır.

Bu kitaptaki "*i*" alt simgesi kırıksız kayayı ve "*m*" alt simgesi de kaya kütlesini adlamak üzere kullanılmıştır (örnek; sıkışma dayanımları için σ_{ci} ve σ_{cm}).

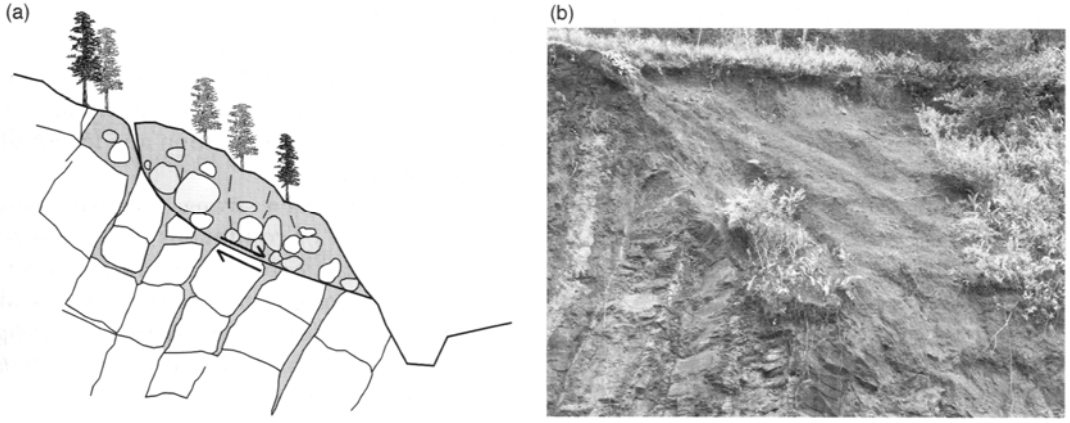
4.1.2 Kaya Kütlesi Örnekleri

Şekiller 4.2–4.5'de kaya şevlerinin tasarım ve analizinde yaygın olarak karşılaşılan dört değişik jeolojik koşul verilmiştir. Bunlar, laboratuvar boyutundaki numunelerin dayanımının genel kayma yüzeyinin kesme dayanımından önemli ölçüde farklı olabildiği kaya kütleleri için tipik örneklerdir. Dört örneğin hepsinde de duraysızlık ya mevcut bir kırık boyunca kayma yüzeyi üzerindeki kesme hareketinden ya da kırıksız kayayı kısmen veya tamamen kat eden bir kesme hareketinden dolayı oluşmaktadır. Şekiller 4.2–4.5'de ayrıca kırıklı kayadaki kayma yüzeyinin şeklinin süreksizlik yönelim ve uzunluğundan etkilenmesi de görülmektedir.

Şekil 4.2'de şev yüzeyini kesen sürekli tabakalanma yüzeylerinden oluşan bir takım içeren sağlam, masif kireçtaşı görülmektedir. Neredeyse düşey konumdaki yarma yüzeyi tabakalanma düzleminin eğiminden büyük olduğundan, tabakalanma yüzeyleri yarma yüzeyinde açığa çıkmaktadır; kayma, düşeye yakın ve ortogonal bir takım içinde açılan bir çekme çatlağından dolayı gelişmiştir. Bu koşullar altında duraylılık analizinde kullanılan kesme dayanımı, tabakalanma düzleminin dayanımı olacaktır. Altbölüm 4.2'de süreksizlik yüzeylerinin dayanım özellikleri ve Altbölüm 4.3'de sürtünme açısının laboratuvarda ölçülme yöntemleri açıklanmıştır.



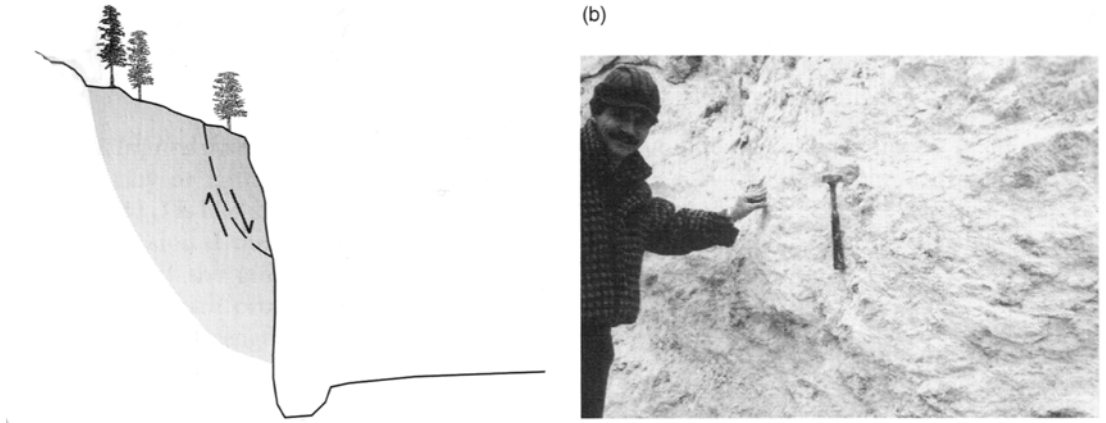
Şekil 4.3 Yakın eklemli kaya kütlesinde sığ dairesel yenilme (yakın eklemli, az bozuşmuş bazalt, Oahu Adası, Hawaii).



Şekil 4.4 Rezidüel zemin ve bozuşmuş kayada dairesel yenilme (bozuşmuş bazalt, Oahu Adası, Hawaii).

Şekil 4.3'de az bozuşmuş, devamlılığı düşük ve çok değişik yönelimlere sahip yakın açıklıklı eklemler içeren orta zayıf bazaltta kazılan bir yarma yüzeyi görülmektedir. Eklemler sürekli olmadığından, hiç bir eklem tek başına duraylılığı kontrol edemez. Ancak, bu şevde bir kayma yüzeyi gelişmek durumunda olsaydı, basamaklı bir yol izler ve kısmen eklem yüzeylerinden geçerken kısmen de kırıksız kayayı kat ederdi. Bu karmaşık kayma yüzeyinin kesme dayanımı analitik olarak tanımlanamamaktadır. Bu nedenle, kohezyon ve sürtünme açısının çatlaklanma derecesi ve kaya dayanımına göre hesaplanabileceği bir dizi ampirik denklem geliştirilmiştir. Bu prosedür Altbölüm 4.5'te tanılanmıştır.

Şekil 4.4'te bozuşma derecesinin şevin sağ üst kısmında rezidüel zeminden daha derinde az bozuşmuş kayaya değiştiği bozuşmuş bir kayada kazılan bir yarma görülmektedir. Bu koşullar altında kayma yüzeyi baskın olarak şevin üst kısmındaki daha zayıf malzemeler içinde yer alacaktır; duraylılık analizinde kayma yüzeyinin üst ve alt kesimleri için farklı dayanım parametrelerinin kullanılması gerekir. Bozuşmuş kayanın kötüleşme derecesi çok değişken olma eğilimi gösterdiğinden, kaya kütlesinin dayanımı da değişken olacaktır; bunun ölçülmesi çok zor olabilir. Sonuç olarak, bozuşmuş kayanın dayanımının belirlenmesi, benzer malzemedeki şevlerin geriye analizi yoluyla gerçekleştirilir. Bu yaklaşım Altbölüm 4.4'te ele alınmıştır.



Şekil 4.5 Hiçbir süreksizlik içermeyen çok zayıf, masif kayadaki sığ yenilme (volkanik tüf, TEM Otoyolu, Ankara yakını, Türkiye).

Karşılaşılabilecek dördüncü jeolojik koşul, esasen hiç bir süreksizlik içermeyen çok zayıf kayanın durumudur. Şekil 4.5'de volkanik külün taşlaşmasıyla oluşmuş bir kaya olan tüfte açılan bir yarma görülmektedir. Jeolog çekicinin birkaç darbe ile yüzey içine gömülebilmesi, bu kayanın dayanımının düşük olduğuna işaret etmektedir. Ancak, bu kaya hiç bir süreksizlik içermediğinden, orta derecede sürtünme dayanımının yanında önemli bir kohezyon dayanımı da içermektedir. Bu nedenle, su basınçları ve erozyon kontrol edilmiş olmak koşuluyla, bu malzemede yüksekliği onlarca metreyi bulan duraylı düşey şevler kazılabilmiştir.

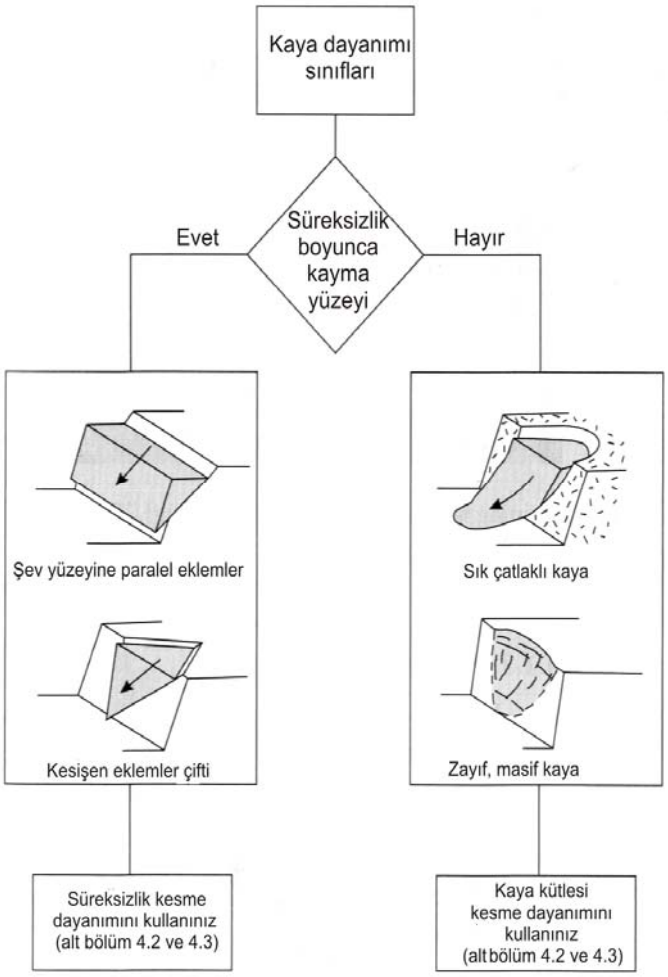
4.1.3 Kaya Dayanım Sınıfları

Daha önceki altbölümlerde ele alınan ölçek etkilerine ve jeolojik koşullara dayalı olarak, kayma yüzeylerinin Şekil 4.6'da sunulduğu gibi ya süreksizlik yüzeyleri boyunca veya kaya kütlesini kat eden biçimde geliştiği görülebilir. Şekil 4.6'da verilen sınıflamanın önemi, tüm şev analizlerinde ya süreksizliklerin ya da kaya kütlesinin kesme dayanımı özelliklerinin kullanılmasının gerekli olduğudur. Dayanım özelliklerini belirlemede kullanılan değişik prosedürler aşağıda verilmiştir:

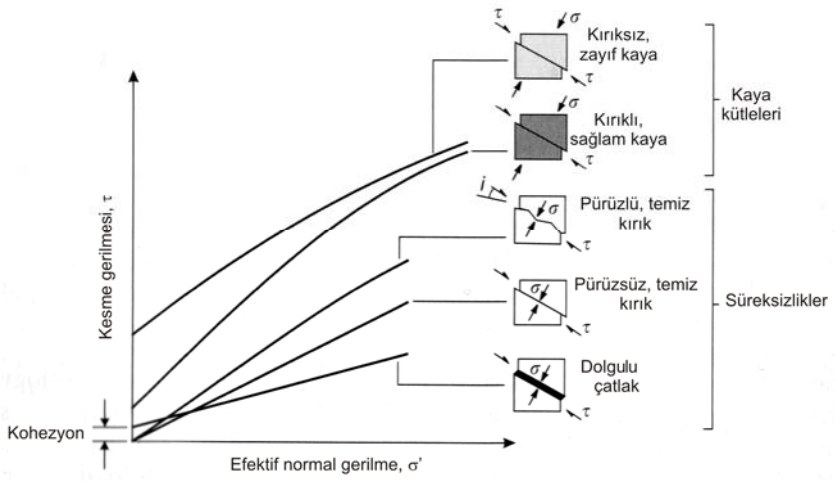
- *Süreksizlik kesme dayanımı* Altbölüm 4.2 ve 4.3'de açıklandığı gibi arazide ve laboratuvarda ölçülebilir.
- *Kaya kütlesi kesme dayanımı* benzer jeolojik koşullarda kazılan şevlerin geriye analizini içeren ampirik yöntemlerle ya da Altbölüm 4.4 ve 4.5'de tanımlanan dayanım indislerini içeren hesaplamalarla belirlenir.

Jeolojinin kesme dayanımı üzerine etkilerini ortaya koymak açısından destekleyici bir sunum şekli olarak, üç çeşit süreksizliğin ve iki çeşit kaya kütlesinin göreceli dayanım parametreleri Şekil 4.7'de Mohr Diyagramı üzerinde gösterilmiştir. Bu çizgilerin eğimi sürtünme açısını ve kesme gerilmesi eksenini kestiği yer de kohezyonu temsil etmektedir [bkz. Şekil 1.8(a)]. Şekil 4.7 üzerindeki bu koşulların tanımlaması aşağıdaki gibidir:

1. Eğri, Dolgulu Süreksizlik: Dolgu malzemesinin zayıf bir kil ya da fay kili olması halinde, dolgu malzemesinin sürtünme açısı (ϕ_{dol}) muhtemelen çok düşük olsa da, dolgunun örselenmemiş olduğu durumda bir miktar kohezyon bulunabilir. Alternatif olarak, dolgunun (sözgelimi) yarığı tam olarak dolduran sağlam bir kalsit olması durumunda kohezyonlu dayanım önemli miktarda olabilir (bkz. Altbölüm 4.2.5).



Şekil 4.6 Jeoloji ile kaya dayanım sınıfları arasındaki ilişki.



Şekil 4.7 Beş değişik jeolojik koşul için kayma yüzeyi üzerindeki kesme gerilmesi ve normal gerilme arasındaki ilişkiler.

2. Eğri, Pürüzsüz Süreksizlik: Pürüzsüz ve temiz bir süreksizlik yüzeyinin kohezyonu sıfır olup, sürtünme açısı kaya yüzeylerinden (ϕ_r) kaynaklanır. Kayanın sürtünme açısı tane boyu ile ilişkili olup, iri taneli kayalara kıyasla ince taneli kayalarda genellikle daha düşüktür (bkz. Altbölüm 4.2.2).

3. Eğri, Pürüzlü Süreksizlik: Temiz, pürüzlü süreksizlik yüzeylerinin kohezyonu sıfır olup, sürtünme açısı iki bileşenden oluşmaktadır. Birincisi kaya malzemesinin sürtünme açısı (ϕ_r), ikincisi de *i* açısıdır. *i* açısı yüzeyin pürüzlülüğüyle birlikte kaya dayanımı ile normal gerilme arasındaki oran ile ilişkilidir. Normal gerilme artarken yüzey düzensizlikleri giderek traşlanır ve toplam sürtünme açısı azalır (bkz. Altbölüm 4.2.4).

4. Eğri, Çatlaklı Kaya Kütlesi: Kayma yüzeyinin kısmen süreksizlik yüzeylerinden kısmen de kırıksız kayadan geçtiği çatlaklı bir kaya kütlesinin kesme dayanımı eğrisel bir zarf şeklinde ifade edilebilir. Çatlaklı kaya üzerindeki çevre basıncının az olduğu ve bireysel blokların hareket edip dönebildiği düşük normal gerilmelerde kohezyon düşük olmakla birlikte sürtünme açısı yüksektir. Daha yüksek normal gerilmelerde kaya parçaları ezilmeye başlar ve sonuçta sürtünme açısı azalır. Dayanım zarfının şekli çatlaklanma derecesi ve kırıksız kayanın dayanımı ile ilişkilidir (bkz. Altbölüm 4.5).

5. Eğri, Kırıksız Zayıf Kaya: Şekil 4.5'deki tüf gibi zayıf kayalar, sürtünme açısı düşük ince malzemeden meydana gelmişlerdir. Ancak, bu kaya süreksizlik içermediğinden, kohezyon değeri yakın çatlaklı sağlam bir kayanınkinden daha büyük olabilir.

4.2 Süreksizliklerin Kesme Dayanımı

Jeolojik haritalama ve/veya elmaslı sondajların, üzerinde kesme yenilmesi gelişebilecek süreksizlikleri teşhis etmesi durumunda, duraylılık analizleri yapabilmek için kayma yüzeyinin kohezyon ve sürtünme açısının belirlenmesi gerekir. İnceleme programı içerisinde ayrıca kesme dayanımı parametrelerini değiştirebilen kayma yüzeyi özellikleri hakkında da bilgi toplanmalıdır. Devamlı uzunluk, yüzey pürüzlülüğü, herhangi bir dolgunun kalınlığı ve özellikleri ile birlikte suyun dolgu özellikleri üzerine etkisi önemli süreksizlik karakteristiklerindendir.

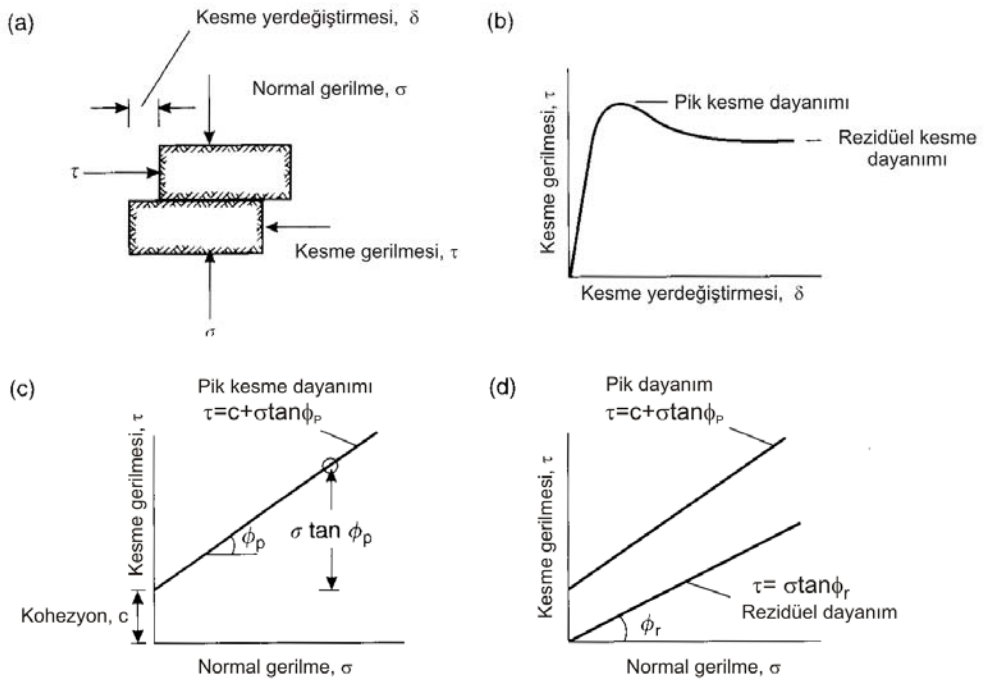
Aşağıdaki altbölümlerde kesme dayanımı ile süreksizlik özellikleri arasındaki ilişki tanımlanmıştır.

4.2.1 Kohezyon ve Sürtünme Açısının Tanımı

Kaya şev tasarımında kayanın bir Coulomb malzemesi olduğu kabul edilir; kayma yüzeyinin kesme dayanımı kohezyon (*c*) ve sürtünme açısı (ϕ) ile ifade edilir (Coulomb, 1773). Bu iki dayanım parametresinin kayaya uygulanması aşağıdaki paragraflarda açıklanmıştır.

Pürüzsüz, düzlemsel süreksizlik içeren bir kaya bloğundan çok sayıda deney numunesi kesildiğini; ayrıca, süreksizliğin de kayanın iki parçasını birbirinden ayırmada bir çekme kuvveti gerektirecek kadar çimentolu bir dolgu içerdiğini varsayınız. Her bir numune süreksizliğe dik yönde bir kuvvete (normal gerilmeye; σ) maruz bırakılır ve süreksizliğe paralel bir kuvvet (kesme gerilmesi, τ) uygulanır; bu esnada kesme yerdeğiştirmesi (δ_s) ölçülür [Şekil 4.8(a)].

Sabit normal gerilme altında yapılan bir deney için tipik kesme gerilmesi – kesme yerdeğiştirmesi ilişkisi Şekil 4.8(b)'de verilmiştir. Küçük yerdeğiştirmelerde numune elastik olarak davranır ve kesme gerilmesi yerdeğiştirme ile birlikte doğrusal olarak artar. Harekete direnen kuvvet aşılırken, gerilme-yerdeğiştirme ilişkisi doğrusallığını yitirir ve daha sonra süreksizliğin *pik* kesme dayanımını temsil eden maksimuma ulaşır. Ondan sonra ise, yerdeğiştirmeyi sağlamak için gerekli gerilme azalır ve sonuçta *rezidüel* kesme dayanımı olarak adlandırılan sabit değere erişir.



Şekil 4.8 Bir süreksizlik yüzeyinin kesme dayanımının tanımı: (a) süreksizlikte kesme deneyi; (b) kesme yerdeğiştirmesi ile kesme gerilmesi ilişkisi; (c) pik dayanımın Mohr diyagramı; (d) pik ve rezidüel dayanımın Mohr diyagramı.

Değişik normal gerilme düzeylerinde yapılan deneylerden elde edilen pik kesme dayanımı verileri grafiğe aktarıldığı zaman, Şekil 4.8(c)'de görülen ilişki elde edilir; bu grafiğe Mohr diyagramı denir (Mohr, 1900). Bu diyagramın özellikleri şöyle sıralanabilir: Birincisi, yaklaşık olarak doğrusaldır; eğimi kaya yüzeyinin pik sürtünme açısını verir. İkincisi, kesme gerilmesi eksenini kestiği yer, çimentolayıcı malzemenin kohezyon dayanımını (c) temsil eder. Toplam kesme dayanımının bu kohezyon bileşeni normal gerilmeden bağımsız olsa da, normal gerilme arttıkça sürtünme bileşeni de artar. Şekil 4.8(c)'de verilen ilişkiye dayalı olarak, pik kesme dayanımı aşağıdaki gibi ifade edilir:

$$\tau = c + \sigma \tan\phi_p \qquad (4.1)$$

Uygulanan her bir normal gerilme düzeyindeki rezidüel kesme dayanımı değerleri Mohr diyagramına çizildiğinde, Şekil 4.8(d)'de görülen rezidüel kesme dayanımı elde edilir ve aşağıdaki ilişki ile tanımlanır:

$$\tau = c + \sigma \tan\phi_r \qquad (4.2)$$

Burada, ϕ_r = rezidüel sürtünme açısıdır. Rezidüel dayanım koşulu için, yerdeğiştirmenin çimentolayıcı malzemeyi kırmasıyla kohezyon kaybolur; Mohr diyagramında bu durum grafiğin orijininden geçen dayanım çizgisi ile temsil edilir. Ayrıca, kesme yerdeğiştirmesi kaya yüzeyindeki ikincil (minör) düzensizlikleri aşındırarak daha pürüzsüz ve düşük sürtünmeli bir yüzey oluşturduğu için, rezidüel sürtünme açısı pik sürtünme açısından küçüktür.

Tablo 4.1 Değişik kaya tipleri için sürtünme açısının tipik aralıkları.

Kaya sınıfı	*Sürtünme açısı aralığı*	*Tipik kaya çeşitleri*
Düşük sürtünmeli	20-27^0	Şistler (yüksek mika içeriği), şeyl, marn
Orta sürtünmeli	27-34^0	Kumtaşı, silttaşı, tebeşir, gnays, sleyt
Yüksek sürtünmeli	34-40^0	Bazalt, granit, kireçtaşı, çakıltaşı

4.2.2 Kaya Yüzeylerinin Sürtünme Açısı

Düzlemsel, temiz (dolgu içermeyen) bir süreksizlik için kohezyon sıfır olup, kesme dayanımı sadece sürtünme açısı ile tanımlanır. Kaya malzemesinin sürtünme açısı, kırık yüzeyinde açığa çıkan tanelerin boyut ve şekli ile ilişkilidir. Bu nedenle, ince taneli bir kaya ve fillit gibi kayma yüzeyine paralel yönlenmiş mika içeriği yüksek bir kayanın sürtünme açısı düşük iken, granit gibi iri taneli kayaların sürtünme açısı yüksektir. Değişik kaya tiplerine ait tipik sürtünme açısı aralıkları Tablo 4.1'de verilmiştir (Barton, 1973; Jaeger ve Cook, 1976).

Gerçek değerler saha koşullarında geniş ölçüde değiştiğinden, Tablo 4.1'de listelenen sürtünme açıları sadece bir kılavuz olarak kullanılmalıdır. Sürtünme açısını belirlemede kullanılan laboratuvar prosedürleri Altbölüm 4.3'de tanımlanmıştır.

4.2.3 Eğimli Bir Düzlemde Makaslama

Bir önceki altbölümde makaslamanın geliştiği süreksizlik yüzeyinin kesme gerilmesi (τ) yönüne tam olarak paralel olduğu varsayılmıştır. Şimdi, kesme gerilmesi yönü ile i açısı yapan bir süreksizlik yüzeyini göz önüne alınız (Şekil 4.9). Bu durumda kayma yüzeyine etkiyen kesme gerilmesi (τ_i) ve normal gerilme (σ_i) aşağıdaki gibi ifade edilir:

$$\tau_i = \tau \cos^2 i - \sigma \sin i \cos i \qquad (4.3)$$

$$\sigma_i = \sigma \cos^2 i + \tau \sin i \cos i \qquad (4.4)$$

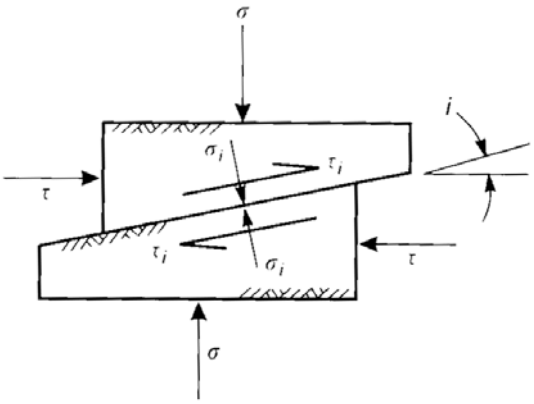
Süreksizlik yüzeyinin kohezyonunun sıfır olduğu ve kesme dayanımının da

$$\tau_i = \sigma_i \tan\phi \qquad (4.5)$$

ilişkisi ile tanımlandığı varsayılırsa, (4.3) ve (4.4) eşitlikleri (4.5) eşitliğinde yerine konmak suretiyle, uygulanan kesme gerilmesi ile normal gerilme arasında aşağıdaki ilişki elde edilir:

$$\tau = \sigma \tan(\phi + i) \qquad (4.6)$$

Bu denklem, bu basit ilişkinin kaya şev duraylılığı analizindeki önemini vurgulayan Patton (1966) tarafından yapılan bir dizi deneyle doğrulanmıştır. Bu deneyler düzenli yüzeylere sahip modeller üzerinde yapılmıştır.

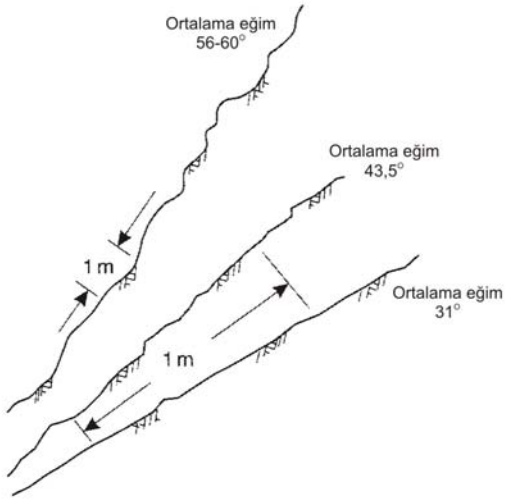


Şekil 4.9 Eğimli bir yüzey üzerinde kesme yerdeğiştirmesi.

Patton, duraysız kireçtaşı şevlerinde tabakalanma düzlemi izlerine ait fotoğraflardan aldığı ortalama i açısı değerini ölçmek suretiyle bu ilişkinin önemini ikna edici bir şekilde ortaya koymuştur. Bunlardan üçü Şekil 4.10'da verilmiş olup; tabakalanma düzlemi izi ne kadar pürüzlü ise, şev açısının da o kadar yüksek olduğu görülmektedir. Patton, tabakalanma düzleminin iz eğiminin yaklaşık olarak kayaların laboratuvarda düzlemsel yüzeyler üzerinde bulunan sürtünme açısı (ϕ) ile ortalama pürüzlülük açısının (i) toplamına eşit olduğunu bulmuştur.

4.2.4 Yüzey Pürüzlülüğü

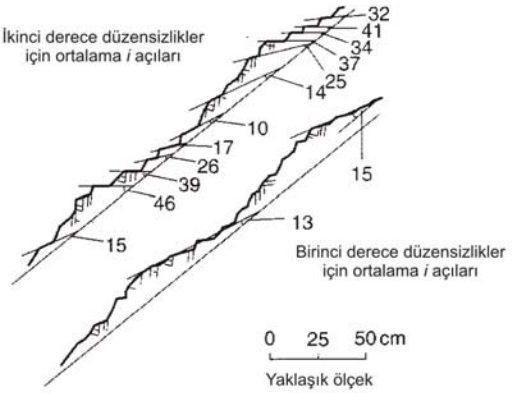
Doğal süreksizlik yüzeylerinin tümü belirli ölçüde pürüzlü olup, pürüzlülüğün derecesi pürüzlülüğü çok düşük olan parlak ve çizikli makaslama yüzeylerinden itibaren, önemli ölçüde pürüzlü olan düzensiz yüzeyli çekme çatlaklarına kadar değişir. Bir şevin duraylılığını önemli ölçüde etkileyebildiklerinden, bu altbölümde ele alındığı gibi, yüzey düzensizlikleri tasarımda uygun şekilde göz önüne alınmalıdırlar.



Şekil 4.10 Duraysız kireçtaşı şevlerinde Patton'ın tabakalanma düzlemi izi gözlemleri (Patton, 1966).

Patton'a göre düzensizlikler Şekil 4.11'de görüldüğü gibi birinci derece ve ikinci derece şeklinde iki sınıfa ayrıldığından, Altbölüm 4.2.3'deki açıklamalar sadeleştirilmiştir. Birinci derece düzensizlikler, tabakalanma yüzeyindeki ana dalgalanmalara karşılık gelenler iken, ikinci derece düzensizlikler yüzeydeki küçük tümsek ve ripıllar olup, *i* değerleri daha yüksektir. Şekil 4.10'da görülen duraysız tabakalanma düzlemlerinin eğimine dair arazi gözlemleri ile $\phi + i$ değerleri arasında makul bir uyum elde etmek için, sadece birinci derece düzensizlikleri ölçmek gerekli olmuştur.

Barton (1973) tarafından daha sonra yapılan çalışmalar, Patton'ın sonuçlarının kendi gözlediği yamaçlardaki tabakalanma düzlemlerine etkiyen normal gerilme ile ilişkili olduğunu göstermiştir. Düşük normal gerilmelerde ikinci derece özellikler devreye girer; Barton, 20 ile 670 kPa arasında değişen normal gerilmeler altında yapılan deneylerde $\phi + i$ açısının 69 ile 80 derece arasında olduğunu belirtmiştir (Goodman, 1970; Paulding, 1970; Rengers, 1971). Sürtünme açısı 30^0 olan bir kaya için bu sonuçlar, efektif pürüzlülük açısı *i*'nin bu düşük normal gerilme düzeylerinde 40 ile 50 derece arasında değiştiğini göstermektedir.



Şekil 4.11 Pürüzlü kaya yüzeylerinde birinci ve ikinci derece düzensizlikler için i pürüzlülük açılarının ölçülmesi.

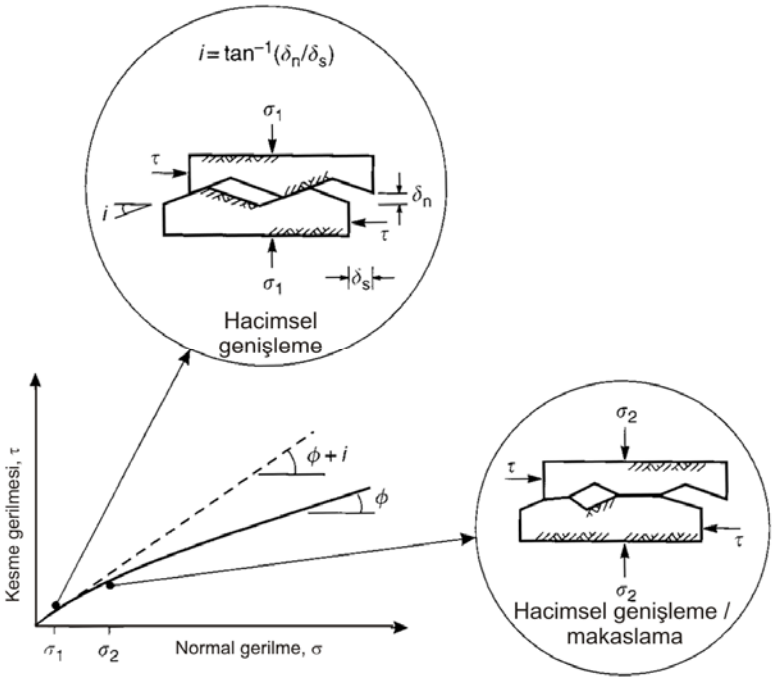
Kaya yamaçlarda süreksizlik yüzeylerinin gerçek kesme performansı; yüzey pürüzlülüğü, yüzeydeki kayanın dayanımı, uygulanan normal gerilme ve kesme yerdeğiştirmesinin birleşik etkilerine bağlıdır. Bu durum Şekil 4.12'de gösterilmiştir. Burada, artan normal gerilme ile düzensizlikler makaslanırken sürtünme açısı azalmaktadır. Bunun anlamı, kayada hacimsel genişlemeden makaslamaya bir geçişin olması şeklindedir. Düzensizliklerin makaslanma derecesi, kırık yüzeyindeki kayanın basınç dayanımına kıyasla normal kuvvetin büyüklüğüne ve yerdeğiştirme mesafesine bağlıdır. Başlangıçta örselenmemiş ve kenetli olan pürüzlü bir yüzeyin pik sürtünme açısı $\phi + i$'dir. Artan normal gerilme ve yerdeğiştirme ile birlikte düzensizlikler makaslanır ve sürtünme açısı kademeli olarak azalarak, kayada minimum değer olan temel veya rezidüel sürtünme açısına düşer. Bu hacimsel genişleme – makaslama ilişkisi Mohr diyagramında başlangıçtaki eğimi $\phi + i$ olan ve yüksek normal gerilmelerde ϕ_r'ye düşen eğrisel bir dayanım zarfı ile temsil edilir.

Şekil 4.12'de verilen kesme gerilmesi - normal gerilme ilişkisi Barton (1973) tarafından geliştirilen ve yapay olarak üretilen pürüzlü, temiz "eklemler"in kesme dayanımı davranışına dayalı bir teknik kullanılarak nicelleştirilebilir. Bu çalışma, pürüzlü bir kaya yüzeyinin kesme dayanımının pürüzlülük,

kaya dayanımı ve normal gerilmeye bağlı olduğunu ve aşağıdaki ampirik ilişki ile ifade edilebileceğini göstermiştir:

$$\tau = \sigma' \tan[\phi + JRC \log_{10} (JCS/\sigma')] \qquad (4.7)$$

Burada, JRC = eklem pürüzlülük katsayısı, JCS = kırık yüzeyindeki kayanın sıkışma dayanımı ve σ′= efektif normal gerilmedir. JRC'nin değeri, Altbölüm 3.4.3'de tanımlanan ve yüzeyin pürüzlülüğünü standart pürüzlülük profilleri ile karşılaştıran veya yüzeyde ölçümler yapan teknikler kullanılarak belirlenir. Kayanın basınç dayanımı (JCS) Tablo 3.1'de tanımlanan basit arazi gözlemleri kullanılarak veya eklem yüzeyindeki kayada Schmidt çekici kullanılarak tahmin edilebilir. Yüzeyde etkiyen normal gerilme, kayma yüzeyi üzerindeki kayanın derinliği ile birim ağrırlığının çarpımının yüzeye dik olan bileşenidir.



Şekil 4.12 Yüzey pürüzlülüğü ve normal gerilmenin süreksizlik yüzeyinin sürtünme açısı üzerine etkisi (Transportation Research Board, 1996).

(4.7) eşitliğindeki [JRC $\log_{10}$ (JCS/σ′)] terimi, (4.6) eşitliğindeki pürüzlülük açısına (*i*) eşdeğerdir. Yüksek gerilme düzeylerinde kaya dayanımına göre (JCS/σ′) = 1 olduğu ve düzensizlikler de makaslandığı zaman, [JRC $\log_{10}$ (JCS/σ′)] terimi sıfıra eşit olur. Düşük gerilme düzeylerinde JCS/σ′ oranı sonsuza yaklaşma eğiliminde olup, kesme dayanımının pürüzlülük bileşeni çok yüksektir. Tasarımda pürüzlülük bileşeninin gerçekçi değerlerinin kullanılabilmesi için, $\phi + i$ teriminin yaklaşık 50 dereceyi aşmaması gerekir; JCS/σ′ oranı için faydalı aralık yaklaşık 3 ile 100 arasındadır.

JRC ve JCS değerlerinin ikisinin de ölçek etkilerinden etkilendiği gözlenmiştir; bunun anlamı, süreksizlik boyutu artarken, JRC ve JCS değerlerinde buna karşılık olarak bir azalımın söz konusu olmasıdır. Bu ilişkinin nedeni, bir yüzeyin küçük ölçekli pürüzlülüğünün süreksizlik boyutlarına kıyasla daha az önemli olması ve sonuçta büyük ölçekli dalgalanmaların pürüzlülükte daha fazla önem kazanmasıdır (Barton ve Bandis, 1983; Bandis,

1993). Bu etkiler, Şekil 4.11'de görülen birinci ve ikinci derece düzensizlikler ile tutarlıdır. Ölçek etkisi aşağıdaki iki eşitlik ile nicelleştirilebilir:

$$JRC_n = JRC_0\,(L_n/L_0)^{-0{,}02JRC_0}$$

ve

$$JCS_n = JCS_0\,(L_n/L_0)^{-0{,}03JRC_0} \qquad (4.8)$$

Burada, L_0 = JRC'yi ölçmede kullanılan yüzeyin boyutu (bkz. Şekil 3.10'daki tel tarak) ve L_n = kayma yüzeyinin boyutudur.

(4.7) ve (4.8) eşitliklerinin uygulamasına dair bir örnek aşağıda verilmiştir. Eğimi (ψ_p) 35^0 ve yüzey boyutu (L_n) 10 m olan bir süreksizliği göz önüne alınız. Süreksizliğin ortalama derinliği (H) şev tepesinden 20 m aşağıda ve kayanın birim ağırlığı (γ_r) 26 kN/m^3 ise, kuru şev için efektif normal gerilme (σ') şöyle olur:

$$\sigma' = \gamma_r H\cos(\psi_p) = 26 \times 20 \times \cos(35)$$

$$= 426 \text{ kPa}$$

Bir tel tarak (L_0 = 0,2 m) ile ölçülen JRC_0 değeri 15, kaya da oldukça sağlam ve JRC_0 değeri 50.000 kPa ise, ölçeklendirilmiş değerler şöyle olur:

$$JRC_n = 15\,(10/0{,}2)^{-0{,}02 \times 15} \approx 5$$

ve

$$JCS_n = 50.000\,(10/0{,}2)^{-0{,}03 \times 15} \approx 8600 \text{ kPa}$$

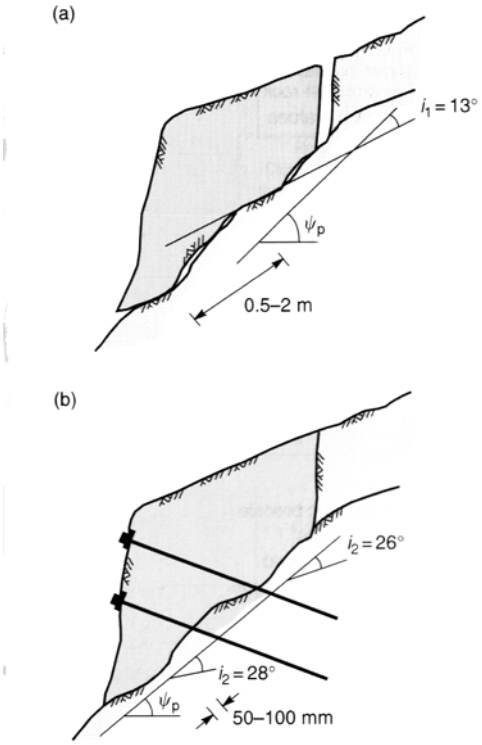
Buradan hareketle pürüzlülük açısı:

$$JRC \log_{10}(JCS/\sigma') = 5 \times \log_{10}(8600/42{,}6)$$

$$\approx 7^0$$

Bu bölümde tartışılan pürüzlü eklemlerin kesme dayanımı ve ölçek etkileri kavramları, Şekil 4.13'de görüldüğü üzere, kaya şev tasarımına uygulanabilir. Örnek olarak, inşaat sırasındaki gerilme rahatlaması ve olası patlatma hasarı süreksizlikler boyunca kesme hareketine ve yüzeydeki kayada hacim genişlemesine neden olabilir. Ayrıca, kayma yüzeyi üzerindeki gerilme düzeyleri düzensizliklerde bir miktar makaslanmaya neden olacak kadar yüksek olabilir [Şekil 4.13(a)]. Bu koşullar altında birinci etki, örselenmemiş yüzey üzerinde mevcut herhangi kohezyonun azalmasıdır. İkincisi ise, pürüzlü yüzeyde kenetlenme kaybı ve bunun sonucunda da ikinci derece düzensizliklerin kesme dayanımı üzerine azalan etkisidir. Bu hacimsel genişlemenin sonucu, dalgalanmalı birinci derece düzensizliklere karşılık gelen pürüzlülük açısının tasarımda kullanılması şeklindedir.

Şekil 4.13(a)'da görülen yerdeğiştirmiş bloğun aksine, dikkatli patlatma yapmak suretiyle (bkz. Bölüm 11) ve gerdirmeli kaya ankrajları ya da mini bulonlar ve payandalar gibi pasif destek (bkz. Bölüm 12) yerleştirmek suretiyle, kaya kütlesinin hareketi veya hacimsel genişleme önlenebilir. Bu koşullar altında, kayma yüzeyi boyunca kenetlenme sağlanır ve ikinci derece düzensizlikler potansiyel kayma yüzeyinin dayanımına katkıda bulunurlar.



Şekil 4.13 Düzensizliklerin kayan blokların duraylılığı üzerine etkisi: (a) Yerdeğiştirmiş bloğun birinci derece düzensizlikler (i_1) ile kontrol edilen kesme dayanımı; (b) gerdirilmiş ankrajlar potansiyel kayma yüzeyi boyunca hacimsel genişlemeyi önler ve ikinci derece düzensizlikler (i_2) boyunca bir kenetlenme sağlar.

Yerdeğiştirmemiş ve örselenmemiş kaya arasındaki toplam sürtünme açısı farkının duraylılık üzerine ve stabilizasyon önlemlerinin tasarımına etkisi önemlidir. Bu durum, kaya kütlelerinde rahatlamayı ve hacimsel genişlemeyi en aza indiren inşaat tedbirleri kullanmanın değerini ortaya koymaktadır.

4.2.5 Süreksizlik Dolgusu

Bir önceki altbölümde pürüzlü, dolgu içermeyen, kesme dayanımı sadece kaya malzemesinin sürtünme açısından gelen, kaya-kaya dokanağı şeklindeki süreksizlik yüzeyleri üzerinde durulmuştur. Ancak, süreksizliğin dolgu içermesi halinde, kırığın kesme dayanımı özellikleri, dolgu maddesinin kalınlığı ve özelliklerinden etkilenmiş olan yüzeyin hem kohezyonu hem de sürtünme açısı ile genellikle değişkenir. Örnek olarak, granitte kil dolgulu bir fay zonu için, süreksizliğin kesme dayanımının granitin değil de kilin dayanımına karşılık geldiği varsayılır. Sağlam ve kalsitle doldurulmuş bir kırık durumunda, tasarımda yüksek kohezyon değeri kullanılsa da, bu durum sadece bir kazı inşaatı sırasındaki patlatmalardan sonra kırığın ayrılmadan sağlam kalabildiği durumda geçerlidir.

Süreksizliklerde dolgunun varlığı duraylılığı önemli şekilde etkileyebilir. İnceleme programında dolguların teşhis edilmesi ve tasarımda uygun dayanım parametrelerinin kullanılması önemlidir. Örnek olarak, İtalya'da 3000 can kaybıyla sonuçlanan Vaiont Rezervuarı'na kayan büyük heyelana katkıda bulunan faktörlerden biri, şeyl tabakalanma düzlemleri boyunca düşük kesme dayanımlı kilin varlığı idi (Trollope, 1980).

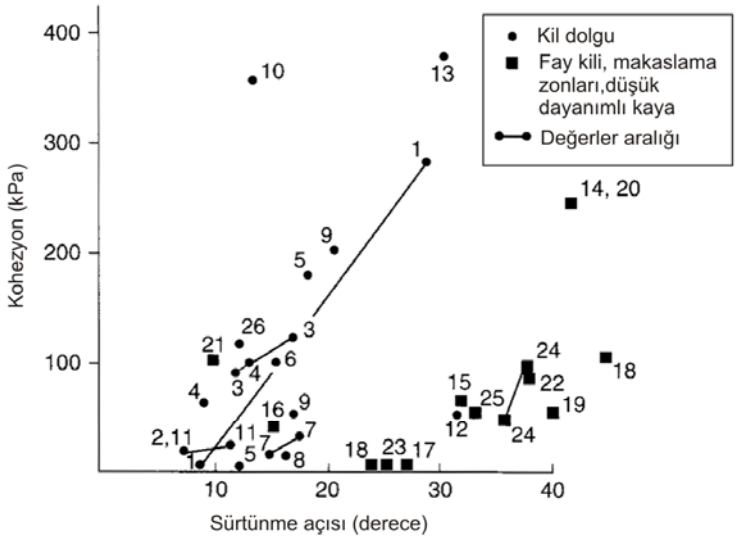
Dolgunun kesme dayanımına etkisi, dolgu malzemesinin kalınlığına ve dayanım özelliklerine bağlıdır. Kalınlık açısından ele alındığında, yüzey düzensizliklerinin genliğinin yaklaşık %25-50'sinden daha fazla olması halinde çok az veya sıfır kaya-kaya dokanağı söz konusu olup, kırığın kesme dayanımı özellikleri dolgunun özellikleri olur (Goodman, 1970).

Şekil 4.14'de dolgulu süreksizliklerin pik sürtünme açısı ve kohezyonunu belirlemek üzere yapılan kesme kutusu deneylerinin sonuçları grafik olarak verilmiştir (Barton, 1974). Deney sonuçları incelendiğinde, dolguların aşağıdaki gibi iki gruba ayrılabileceği görülmektedir:

- *Killer*: Montmorillonit ve bentonitik killer ile kömür yatakları ile ilişkili killerin sürtünme açıları 8 ile 20^0 arasında; kohezyon değerleri de 0 ile yaklaşık 200 kPa arasındadır. 380 kPa kadar yüksek bazı kohezyon değerleri ölçülmüş olup, muhtemelen çok sert killerle ilişkilidir.
- *Faylar, makaslamalar ve breşler*: Granit, diyorit, bazalt ve kireçtaşı gibi kayalarda fay zonları ve makaslamalarda oluşan malzemeler, granüle parçalara ek olarak kil de içerebilirler. Bu malzemelerin sürtünme açıları yaklaşık 25 ile 45^0 arasında; kohezyon değerleri de 0 ile yaklaşık 100 kPa arasında değişmektedir. Granit gibi iri taneli kayalardan türeyen fay dolgusunun sürtünme açıları kireçtaşı gibi ince taneli kayalarınkinden daha yüksek olma eğilimindedir.

Şekil 4.14'de görülen deneylerden bazılarında rezidüel kesme dayanım değerleri de belirlenmiştir. Rezidüel sürtünme açısının pik sürtünme açısından sadece 2-4^0 düşük; rezidüel kohezyonun da esasen sıfır olduğu bulunmuştur.

Kesme dayanımı – yerdeğiştirme davranışı, dolgulu süreksizliklerin kesme dayanımı ile ilgili olarak göz önünde bulundurulması gerekli bir diğer faktördür. Şevlerin duraylılığını analiz etmede bu davranış, kesme dayanımında yerdeğiştirme ile birlikte bir azalım olma olasılığının bulunup bulunmadığına işaret eder. Kesme dayanımında yerdeğiştirme ile birlikte önemli bir azalım bulunan durumlarda şev yenilmesi, küçük miktardaki hareketin ardından aniden gelişebilir.



1. Bentonit şeyli
2. Tebeşirde bentonit damarları
3. Bentonit, ince katmanlar
4. Bentonit, üç eksenli deneyler
5. Kil, aşırı konsolide
6. Kireçtaşı, 10-20 mm kil dolgu
7. Linyit ve altında kil dokanağı
8. Kömür katmanları; kil milonit damarları
9. Kireçtaşı; < 1 mm kil dolgular
10. Montmorillonit kili
11. Montmorillonit; tebeşirde 80 mm kil damarı
12. Şist/kuvarsit; tabakalanma, kalın kil
13. Şist kuvarsit; tabakalanma; kalın kil
14. Bazalt; killi bazaltik breş
15. Kil şeyli; üç eksenli deneyler
16. Dolomit, ayrışmış şeyl tabakası
17. Diyorit/ granadiyorit; kil dolgu
18. Granit; kil dolgulu faylar
19. Granit; kumlu kil fay dolguları
20. Granit; makaslama zonu, kaya ve dolgu
21. Linyit-marn dokanağı
22. Kireçtaşı-marn-linyit; linyit katmanları
23. Kireçtaşı; marnlı eklemler
24. Kuvars-koalin-pirolusit; yoğrulmuş üç eksenli
25. Sleyt; ince laminalı ve ayrışmış
26. Kireçtaşı; 10-20 mm kil dolgular

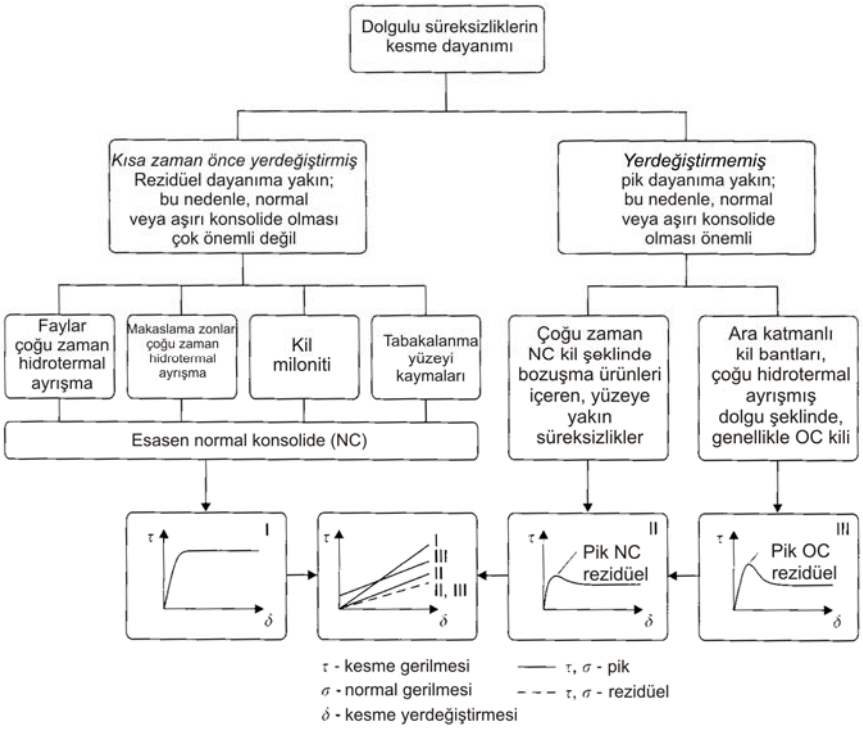
Şekil 4.14 Dolgulu süreksizliklerin kesme dayanımı (Barton, 1970'den değiştirilmiş olarak).

Süreksizlik üzerinde daha önce bir hareket olup olmadığına bağlı olarak, dolgulu süreksizlikler iki genel kategoriye ayrılabilirler (Barton, 1974). Bu kategoriler normal konsolide (NC) veya aşırı konsolide (OC) olarak daha ileri bir bölümlemeye tabi tutulabilir (Şekil 4.15):

- *Yakın geçmişte yerdeğiştirmiş süreksizlikler*: Bu süreksizlikler fayları, makaslama zonlarını, kil milonitlerini ve tabakalanma yüzeyi kaymalarını içerir. Faylarda ve makaslama zonlarında dolgunun oluşumu, makaslama süreçlerinin defalarca gelişmesi ve önemli miktarda yerdeğiştirme neticesinde gerçekleşir. Bu süreçte oluşan fay kili, kil boyu partiküller ve breş içerebilir. Breşteki tane yönelimi ve fay çizikleri makaslamanın yönüne paralel olur. Bunun aksine, milonitler ve tabakalanma yüzeyi kaymaları başlangıçta kil içeren ve kıvrımlanma ve kaymaya maruz kalan süreksizliklerdir.

  Bu tip süreksizliklerin kesme dayanımları rezidüel dayanımda veya çok yakınındadır (Şekil 4.15, diyagram I). Kilde daha önceki aşırı konsolidasyondan ileri gelen mevcut herhangi kohezyon bağı makaslama ile tahrip edilir ve dolgu karakter olarak normal konsolide durumdakine eşdeğer olur. Ayrıca, birim deformasyon yumuşaması oluşabilir; su içeriğinde herhangi bir artış dayanımda daha fazla azalmaya yol açar.
- *Yerdeğiştirmemiş süreksizlikler*: Daha önce herhangi bir yerdeğiştirmeye maruz kalmamış dolgulu süreksizlikler, süreksizlik boyunca bozuşmak suretiyle bir kil katmanı oluşturan mağmatik ve metamorfik kayaları kapsar. Örnek olarak, diyabaz bozuşarak amfibolite ve o da sonuçta kile dönüşür. Yerdeğiştirmemiş

diğer süreksizlikler, ince kil katmanlarını ve ardalanmalı sedimenter formasyonlarda kumtaşı ile ara tabakalanmalı zayıf şeylleri kapsar. Hidrotermal ayrışma, montmorillonit gibi düşük dayanımlı malzemeler ile kuvars ve kalsit gibi yüksek dayanımlı malzemeler içerebilen dolguları oluşturan diğer bir süreçtir.



Şekil 4.15 Dolgulu süreksizliklerin yerdeğiştirmiş ve yerdeğiştirmemiş, NC ve OC olarak basitleştirilmiş sınıflaması (Barton, 1974'den değiştirilmiş).

Yerdeğiştirmemiş süreksizliklerdeki dolgular, pik dayanımları oldukça farklı olan normal konsolide (NC) ve aşırı konsolide (OC) malzemeler olarak ikiye ayrılabilir. Bu dayanım farkı Şekil 4.15'de II ve III No'lu grafiklerde gösterilmiştir. Aşırı konsolide dolgu malzemesinin pik kesme dayanımı yüksek olabilirken; yumuşama, şişme ve boşaltma neticesinde boşluk basıncı değişimlerinden dolayı önemli dayanım kaybı meydana gelebilir. Boşaltma (örnek olarak) kayanın bir şev veya temel için kazılması durumunda meydana gelir. Dayanım kaybı aynı zamanda kalsit gibi gevrek malzemelerdeki yerdeğiştirmeyle de oluşur.

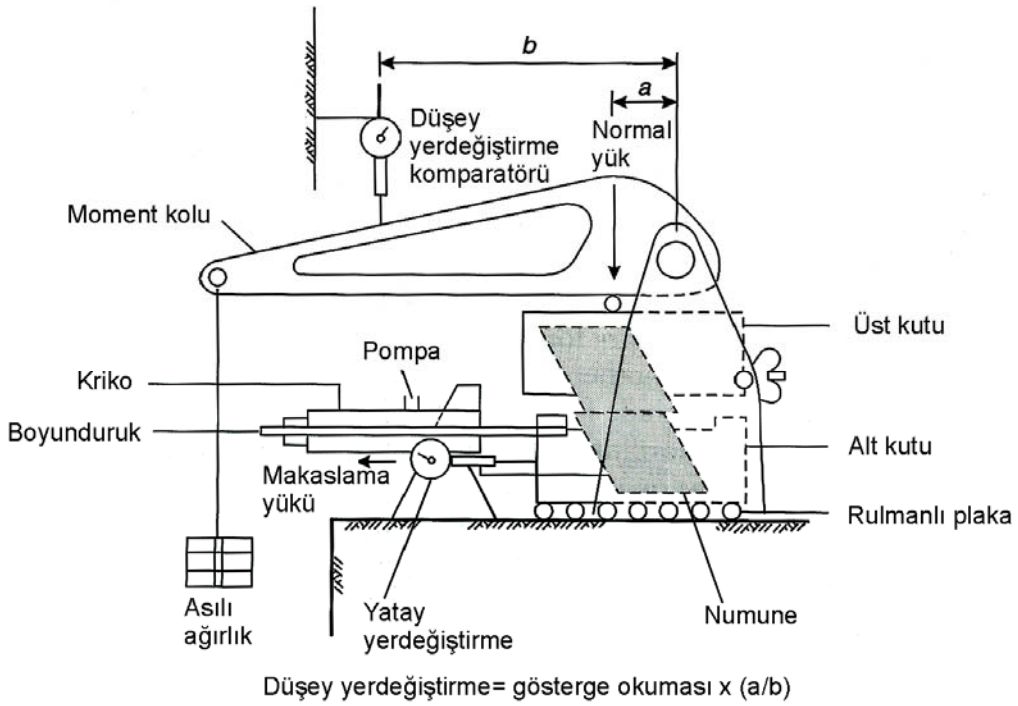
4.2.6 Süreksizliklerin Kesme Dayanımına Suyun Etkisi

Bir süreksizlikte suyun en önemli etkisi, yüzey üzerine etkiyen efektif normal gerilmedeki azalımdan dolayı kesme dayanımındaki düşüştür. Efektif normal gerilme, örtü kayanın ağırlığı ile su basıncı tarafından oluşturulan kaldırma kuvveti arasındaki farktır. Su basıncının (u) kesme dayanımı üzerine etkisi aşağıdaki kesme dayanımı denkleminde gösterilebilir:

$$\tau = c + (\sigma - u)\tan\phi_p \quad \text{'pik dayanım'} \qquad (4.9a)$$

$$\tau = (\sigma - u)\tan\phi_r \quad \text{'rezidüel dayanım'} \qquad (4.9b)$$

Bu denklemlerde kohezyon ve sürtünme açısının yüzeyde su varlığından dolayı değişmediği kabul edilmiştir. Çoğu sert kayalarda ve birçok kumlu ve çakıllı zeminlerde dayanım özellikleri su tarafından önemli ölçüde değiştirilmez. Ancak, pek çok kil, şeyl ve çamurtaşı ile benzeri malzemeler, su içeriğindeki değişim ile birlikte dayanımda önemli azalım sergilerler. Bu nedenle, deney numunelerinin su içerikleri kayanın arazideki su içeriğine olabildiğince yakın olmalıdır (kaya numunelerinin korunması ile ilgili olarak bkz. Altbölüm 3.6.3).



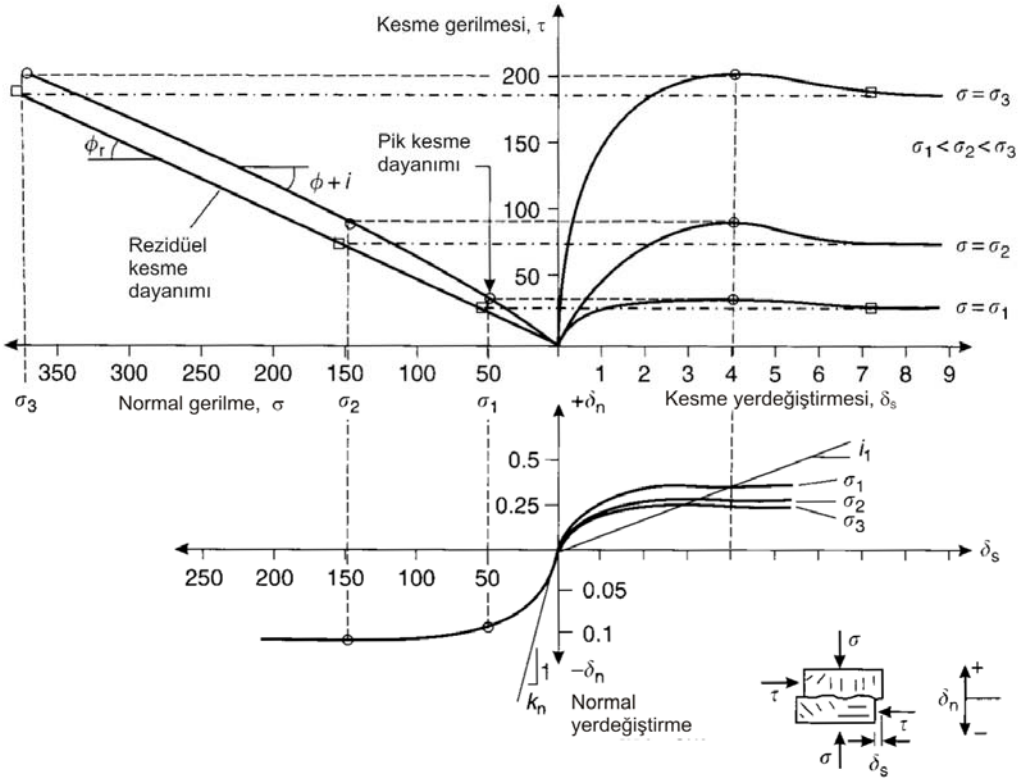
Şekil 4.16 Boyutları yaklaşık 75 mm'ye kadar olan kaya numuneleri üzerinde doğrudan kesme deneyi yapmada kullanılan basit düzenek.

4.3 Laboratuvarda Kesme Dayanımı Deneyi

Bir süreksizlik yüzeyinin sürtünme açısı laboratuvarda Şekil 4.16'da görülen türden bir kesme kutusu deneyinden bulunabilir. Taşınabilir olan bu aletle gerekli olduğu zaman arazide deney yapılabilir; NQ ve HQ gibi sondaj karotlarında 75 mm'ye kadar numuneler test edilebilir. Düzensiz yüzeyli numunelerde yüzey pürüzlülüğü etkileri deney sonuçlarını yorumlamayı zorlaştırdığından, en güvenilir değerler numunenin pürüzsüz, düzlemler yüzeyler içermesi halinde elde edilmektedir.

Deney prosedürü, numunenin iki yarısının bir çift çelik kutu içine erimiş kükürt veya sert alçı vasıtasıyla yerleştirilmesini içerir (ISRM, 1981b). Karot parçalarının orijinal konumlarında ve eşleşen konumda olmalarına ve süreksizlik yüzeyinin kesme kuvveti yönüne tam paralel olmasına özen gösterilir. Sonra, bir konsol yardımıyla sabit normal yük uygulanır ve kayma yenilmesi gerçekleşene kadar kesme gerilmesi arttırılır. Üst bloğun alt bloğa göre izafi olarak düşey ve yatay yerdeğiştirmesi en kolay şekilde komparatör saatleri ile ölçülebilirken, yerdeğiştirmelerin daha hassas ve sürekli okumaları LVDT'ler (linear variable deformation transducer) ile yapılabilir (Hencher ve Richards, 1989).

Her bir numune giderek artan normal yükler altında genellikle üç veya dört kere test edilir. Bunun anlamı, bir normal yük için rezidüel kesme gerilmesi elde edildiği zaman numune tekrar kurulur, normal yük arttırılır ve diğer kesme deneyi yapılır. Deney sonuçları kesme yerdeğiştirmesi – kesme gerilmesi şeklinde grafiğe aktarılır ve bu grafikten pik ile rezidüel kesme dayanımı değerleri belirlenir. Her bir deneyde bir çift kesme gerilmesi ile normal gerilme elde edilir; bunlar da yüzeyin rezidüel pik ve rezidüel sürtünme açılarını belirlemek üzere grafiğe aktarılır.



Şekil 4.17 Dolgulu süreksizliğin kesme dayanımı, pürüzlülük (*i*) normal rijitlik (k_n) ölçümlerini gösteren kesme kutusu deney sonuçları (Erban ve Gill, 1988'den değiştirilmiş).

Şekil 4.17'de 4 mm kalınlıkta kumlu silt dolgusu içeren bir yüzeyin kesme kutusu deneyine ait tipik sonuçları görülmektedir. Üst sağdaki eğriler, yaklaşık pik kesme gerilmesi ile birlikte biraz daha düşük rezidüel kesme gerilmesini gösteren kesme gerilmesi – kesme yerdeğiştirmesi diyagramlarıdır. Numune başlangıçta yerdeğiştirmemiştir; o nedenle, pik ve rezidüel dayanımlar arasında bir fark vermiştir (bkz. Şekil 4.8). Pik ve rezidüel gerilme değerlerindeki normal gerilmeler, uygulanan normal gerilme ve alandan hesaplanır. Temas alanını hesaplarken, kesme yerdeğiştirmesinin meydana geldiği durumdaki alan küçülmesi için gerekli tolerans sağlanır. Eğimli bir sondaj kuyusuna ait elmaslı sondaj karotu için kırık yüzeyi elips şekilli olup, temas alanını hesaplamada kullanılan denklem aşağıda verilmiştir (Hencher ve Richards, 1989):

$$A = \pi ab - \left[\frac{\delta_s b(4a^2 - \delta_s^2}{2a}\right]^{1/2} - 2ab\sin^{-1}\left(\frac{\delta_s}{2a}\right) \tag{4.10}$$

Burada, A = toplam temas alanı, $2a$ = elipsin uzun ekseni, $2b$ = elipsin kısa ekseni ve δ_s = göreceli kesme yerdeğiştirmesidir.

Sabit bir normal yük için yerdeğiştirme ile birlikte normal gerilmedeki artış Şekil 4.17'nin sol üst köşesinde verilmiştir. Burada, rezidüel kesme gerilmesine karşılık gelen normal gerilme pik kesme gerilmeye karşılık gelenden daha büyüktür.

Ölçülen sürtünme açısı, kayanın sürtünme açısı (ϕ_r) ile yüzeyin pürüzlülüğünün (i) toplamına eşittir. Yüzey pürüzlülüğü, kesme yerdeğiştirmesi (δ_s) ve normal yerdeğiştirmeden (δ_n) (Şekil 4.17'nin sol alt köşesinde) aşağıdaki gibi hesaplanır:

$$i = \tan^{-1} (\delta_n / \delta_s) \qquad (4.11)$$

Kayanın sürtünme açısını elde etmek üzere daha sonra bu i değeri, yenilmedeki normal gerilme ile kesme gerilmesi için çizilen diyagramından hesaplanan sürtünme açısından çıkarılır. Kesme deneyini her ne kadar testere ile kesilen ve yüzeyinde herhangi bir pürüzlülük bileşeni içermeyen numune üzerinde yapmak mümkün olsa da, testere yüzeyi parlatabilir ve bu da sonuçta doğal yüzeye kıyasla daha düşük bir sürtünme değeri verir.

Şekil 4.17'de görüldüğü gibi, her bir numune genellikle en az üç normal gerilme düzeyinde test edilir; deneyler arasında numune tekrar orijinal konumuna getirilir. Deneyler giderek artan normal gerilme düzeylerinde yapıldığı zaman, yüzey düzensizliklerinin giderek makaslanması halinde yüzeyin toplam sürtünme açısı da her bir deneyde azalmış olur. Bu durum, Şekil 4.17'nin sol üst kısmında görüldüğü gibi, yukarı doğru dışbükey bir eğri verir. Düzensizliklerin makaslanma derecesi, kaya dayanımına kıyasla normal gerilmenin büyüklüğüne [yani, (4.7) eşitliğindeki JCS/σ oranına) bağlıdır. Deneyde kullanılan maksimum normal gerilme, genellikle şevde gelişmesi mümkün olan maksimum gerilme düzeyidir.

Şekil 4.17'nin sol alt diyagramında görüldüğü gibi, deney sırasında süreksizlik dolgusunun normal rijitliğini ölçmek de mümkündür. Normal rijitlik (k_n), normal gerilmenin (σ) normal yerdeğiştirmeye (δ_n) oranıdır:

$$k_n = \sigma / \delta_n \qquad (4.12)$$

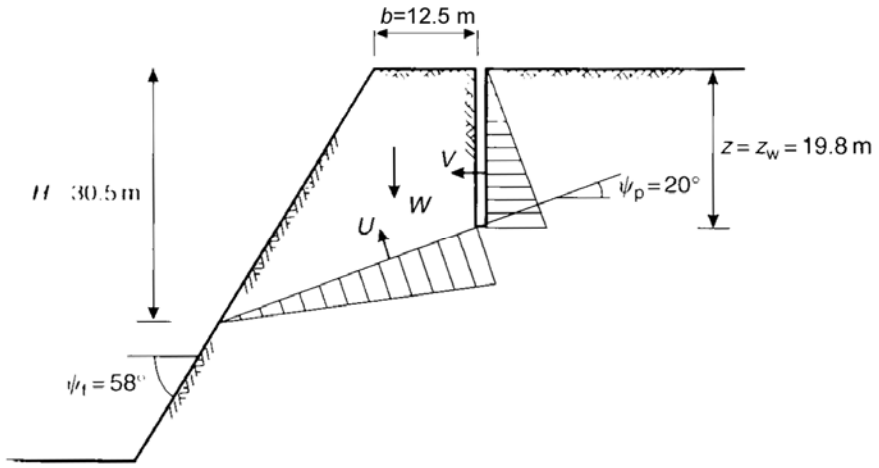
σ ile δ_n ilişkisi son derece eğrisel olup, k_n değeri eğrinin ilk kısmının eğimidir. Kırığın normal rijitliği kaya şev mühendisliğinde çoğu zaman üzerinde durulan bir konu değildir; daha çok bir kaya kütlesinin deformasyon modülünün hesaplanmasında (Wyllie, 1999) ve sayısal analizde kullanılır (bkz. Bölüm 10).

Bir yüzeyin kohezyonunu kesme kutusu deneyinde ölçmek çok zor olabilir; çünkü, kohezyonun çok düşük olması durumunda örselenmemiş numune elde etmek mümkün olmayabilir. Eğer kohezyon yüksek ve numune de tek parça halinde ise, numuneyi deney düzeneğinde tutan malzemenin, kesmeye maruz bırakılan malzemenin dolgu malzemesinden daha sağlam olması gerekir. Zayıf dolgunun kohezyonunun ölçülmesinin önemli olduğu yerlerde, örselenmemiş malzemede yerinde deney gerekli olabilir.

4.4 Şev Yenilmelerinden Geriye Analiz Yoluyla Kaya Kütlelerinin Kesme Dayanımı

Çatlaklı kayada bir yarmanın yapıldığı Şekil 4.3'te görülen jeolojik koşullar için, üzerinde kaymanın gelişebileceği belirli bir süreksizlik yüzeyi bulunmamaktadır. Bu kaya kütlesindeki bir kayma yüzeyi, kayma yüzeyi boyunca yönlenmiş doğal süreksizliklerle birlikte kırıksız kayada bir kısım kesme yenilmesini kapsar. Çatlaklı kayada büyük numuneler alınması ve test edilmesi genellikle zor ve pahalı bir işlemdir. Buna göre, kaya kütlelerinin sürtünme açısı ve kohezyonunu belirlemede biri bu altbölümde ele alınan geriye analiz ve diğeri de Altbölüm 4.5'de açıklanan Hoek-Brown dayanım kriteri olmak üzere iki ampirik yöntem geliştirilmiştir. İki yöntemde de kaya kütlesini, kırıksız kaya

dayanımı ve süreksizliklerin özellikleri cinsinden kategorize etmek gerekir. Bu işlem kanaat kullanma gerektirebilir; mümkün olan yerlerde, tasarımda kullanılan değerlerin güvenilirliğini arttırmak için, iki yöntemden elde edilen dayanım değerlerinin karşılaştırılması önerilir.



Şekil 4.18 Taşocağı şev yenilmesinin geometrisini ve su kuvvetlerini gösteren enine kesit.

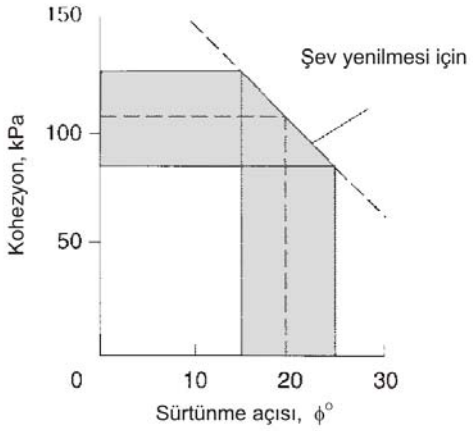
Bir kaya kütlesinin dayanımını belirlemede muhtemelen en güvenilir yöntem, yenilmiş veya yenilen bir şevin geriye analizini yapmaktır. Bunun için; kayma yüzeyinin konumu, yenilme zamanında yeraltı suyu koşulları ve (eğer varsa) temel yükü veya deprem hareketi gibi dış kuvvetlere dair mevcut bilgileri kullanarak bir duraylılık analizinin yapılması gerekir. Emniyet katsayısı 1,0 alınmış olarak, sürtünme açısını ve kohezyonu hesaplamada duraylılık analizi kullanılır. Bu altbölümde, bir kireçtaşı ocağında yenilmiş bir şevin geriye analizi ile birlikte, daha derin bir ocak için uygun şev açısını tasarlamada hesaplanan kesme dayanımı değerleri tanımlanmıştır (Roberts ve Hoek, 1972).

Şekil 4.18'de, doğrultusu şeve paralel ve eğimi şev ile aynı yönde 20^0 olan tabakalanma düzlemleri üzerinde gelişen bir kaymayı içeren bir şevin geometrisi verilmiştir. Bu koşullar, Şekil 2.16'da gösterilen ve Bölüm 6'da daha ayrıntılı olarak ele alınan düzlemsel yenilme koşullarına uygulanır.

Yenilme zamanında taş ocağının üst ve yatay bir palyesinde açık bir çekme çatlağı mevcut olup, yenilen kütle de H, b, ψ_f ve ψ_p boyutları ile tanımlanmıştır. Bu boyutlardan ve 25,1 kN/m^3'lük kaya birim ağırlığından hareketle kayan kütlenin ağırlığı 12,3 MN/m olarak hesaplanmıştır. Yenilmeden hemen önce şiddetli bir sağanak yağış palyenin üst kısmındaki açık çatlağı suyla doldurmuştur ($z_w = z$). Çekme çatlağı ve tabakalanma düzlemi üzerine etkiyen su kuvvetlerinin sırayla V = 1,92 MN/m ve U = 3,26 MN/m büyüklükleri ile temsil edilen üçgen dağılımlar ile temsil edildiği varsayılmıştır.

Geriye analizde kayma yüzeyinin ne sürtünme açısı ne de kohezyonu bilinmektedir; bunların değerleri aşağıda verilen yöntemle hesaplanabilir. Sürtünme açısının olası aralığı genellikle gözlemsel incelemeyle tahmin edilebilir (bkz. Tablo 4.1) ya da, tabakalanma düzlemi içeren numunelerin bulunması halinde, laboratuvar deneylerinden bulunabilir. Kireçtaşının ince taneli ve tabakalanma düzlemlerinin pürüzsüz olduğu bu durumda, sürtünme açısının 15-25^0

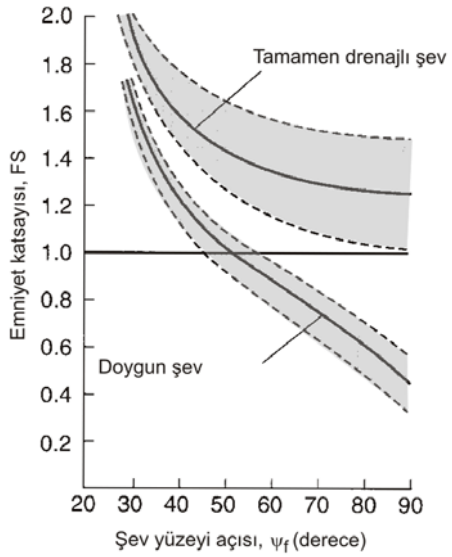
aralığında olduğu tahmin edilmiştir. Bir sonraki adımda emniyet katsayısının 1,0 değeri ile birlikte değişik kohezyon değerleri kullanılarak çok sayıda duraylılık analizi yapılmıştır. Bu analiz sonuçları, 20°'lik sürtünme açısına karşılık gelen kohezyonun yaklaşık 110 kPa olduğunu; daha yüksek sürtünme açıları için kohezyonun azaldığını göstermiştir (Şekil 4.19).



Şekil 4.19 Şekil 4.18'de verilen şev yenilmesi için tabakalanma düzlemi üzerindeki kesme dayanımının mobilizasyonu.

Bu tarzda hesaplanan kesme dayanımı değerleri, tabakalanma düzlemlerindeki kohezyonu muhafaza etmede özenli bir patlatma uygulamak koşuluyla, bu kireçtaşında kazılan şevleri tasarlamada kullanılabilir. Şekil 4.20'de, şev ile aynı yönde ve 20° eğimli tabakalanma düzlemi üzerinde düzlemsel kayma meydana geldiği varsayımıyla, emniyet katsayısı ile 64 m yüksekliğindeki şevin eğim açısı arasındaki ilişki görülmektedir. Şevin drenajlı olması halinde kesme dayanımı düşey bir şev için yeterli olsa da, şevin suya doygun olması halinde en büyük şev açısı yaklaşık 50°'dir.

Çoğu durumlarda yeni bir şevin kazıldığı ortamdaki jeolojik koşullara benzer koşullarda kazılmış şevlerin geriye analizini yapmak elverişli olmayabilir. Böyle durumlardaki tasarımlarda, kaya kütlesi için yayınlanmış sonuçlardan yararlanılabilir. Şekil 4.21'de değişik jeolojik koşullardaki (Tablo 4.2'de açıklandığı gibi) bir dizi şev yenilmesine ait geriye analiz sonuçları ile birlikte yenilme anı için hesaplanmış kesme dayanımı parametreleri (ϕ, c) verilmiştir. Yerel jeolojik koşullar için Şekil 4.21'e ilave noktalar eklemek suretiyle, kesme yenilmeleri için kolaylıkla uygulanabilir bir kaya kütlesi dayanım diyagramı elde etmek mümkündür.



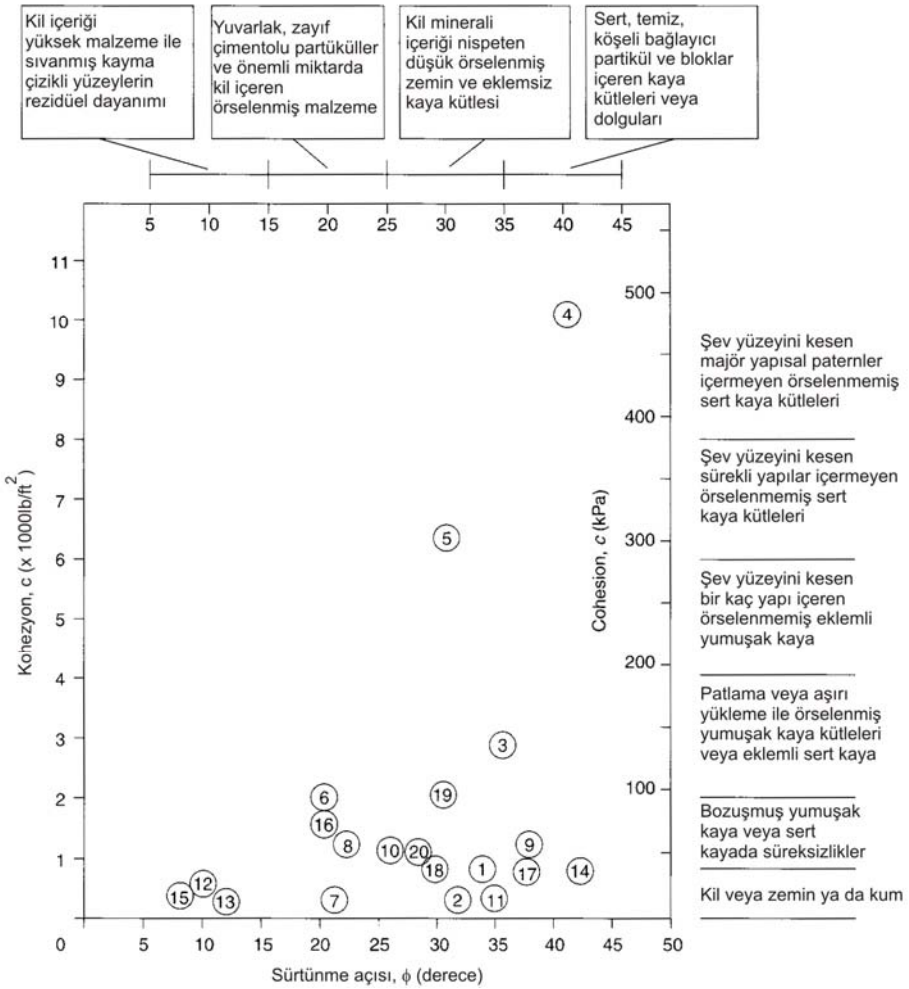
Şekil 4.20 Şekil 4.18'de verilen şev için kuru ve doygun şev koşullarında emniyet katsayısı ile şev açısı arasındaki ilişki.

4.5 Çatlaklı Kaya Kütleleri İçin Hoek-Brown Dayanım Kriteri

Çatlaklı kaya kütlesinin dayanımını belirlemede geriye analize alternatif olarak, Hoek ve Brown (1980a,b) tarafından ampirik bir yöntem geliştirilmiştir. Bu yöntemde kesme dayanımı eğrisel bir Mohr zarfı ile temsil edilmektedir. Bu dayanım kriteri gevrek kayadaki kırığa ait Griffith çatlak teorisinden (Hoek, 1968) ve laboratuvar ile arazideki kaya kütlelerinin gözlenen davranışlarından türetilmiştir (Marsal, 1967; Brown, 1970; Jaeger, 1970).

Hoek ve Brown bu yenilme kriterini, sağlam kayadaki yeraltı açıklıklarının tasarımı için gerekli analizlerde kullanılmak üzere girdi verileri sağlamak amacıyla takdim etmişlerdir.

Kriterde, kırıksız kayanın özelliklerinden başlayarak, kaya kütlesindeki eklemlerin özelliklerine dayalı olarak bu özellikleri azaltmak amacıyla faktörler takdim edilmiştir. Yazarlar, mevcut kaya kütlesi sınıflama şemalarından birini kullanarak ampirik kriteri jeolojik gözlemlerle bağdaştırmayı denemişler ve bu amaç için Bieniawski (1976) tarafından geliştirilen Kaya Kütlesi Puanlamasını (RMR) seçmişlerdir.



Şekil 4.21 Tablo 4.2'de analiz edilen şevler için yenilmede mobilize olan sürtünme açıları ve kohezyon dayanımı arasındaki ilişki.

Uygun alternatiflerin bulunmayışından dolayı, kriter kısa zamanda kaya mekaniği camiasında benimsenmiş ve kriterin kullanımı, dayanım azaltma ilişkilerini elde etmede kullanılan orijinal sınırların dışına taşmıştır. Buna göre, bu ilişkileri tekrar incelemek gereği ortaya çıkmış; kriterin uygulandığı pratik problemlerin geniş aralığını hesaba katmak için zaman zaman yeni elemanlar takdim edilmiştir (Hoek vd., 2002). Bu tipik gelişmelerden biri, Hoek ve Brown (1988) tarafından öne sürülen "örselenmemiş" ve "örselenmiş" kaya kütlesi ve çok zayıf kaliteli kaya kütleleri için kaya kütlesi çekme dayanımını sıfıra indirmeye zorlamak için değişkenmiş bir kriter fikridir (Hoek vd., 1992).

Tablo 4.2 Şekil 4.21'deki verilerin kaynakları.

Nokta No.	*Malzeme*	*Lokasyon*	*Şev Yüksekliği (m)*	*Kaynak*
1	Örselenmiş sleyt ve kuvarsit	Knob Lake, Kanada	–	Coates vd. (1965)
2	Zemin	Herhangi	–	Whitman ve Bailey (1967)
3	Eklemli porfir	Rio Tinto, İspanya	50 – 110	Hoek (1970)
4	Granit kayalarında tavan blok cevheri	Grangesberg, İsveç	60 – 240	Hoek (1974)
5	50-60^0 eğimli kaya şevleri	Herhangi	300	Ross-Brown (1973)
6	Kireçtaşında tabakalanma düzlemleri	Somerset, İngiltere	60	Roberts ve Hoek (1972)
7	Londra kili, sert	İngiltere	–	Skempton ve Hutcinson (1969)
8	Çakıllı alüvyon	Pima, Arizona	–	Hamel (1970)
9	Faylı riyolit	Ruth, Nevada	–	Hamel (1971a)
10	Sedimenter seriler	Pittsburgh, Pennsylvania	–	Hamel (1971b)
11	Kaolinleşmiş granit	Cornwall, İngiltere	75	Ley (1972)
12	Kil şeyli	Fort Peck Barajı, Montana	–	Middlebrook, 1942
13	Kil şeyli	Gardiner Barajı, kanada	–	Fleming vd. (1970)
14	Tebeşir	Chalk Cliffs, İngiltere	15	Hutchinson (1970)
15	Bentonit/kil	Oahe Barajı, Güney Dakota	–	Fleming vd. (1970)
16	Kil	Garrison Barajı, Kuzey Dakota	–	Fleming vd. (1970)
17	Bozuşmuş granit	Hong Kong	13 – 30	Hoek ve Richards (1974)
18	Bozuşmuş volkanikler	Hong Kong	30 – 100	Hoek ve Richards (1974)
19	Kumtaşı, silttaşı	Alberta, Kanada	240	Wyllie ve Munn (1979)
20	Arjillit	Yukon, Kanada	100	Wyllie (proje dosyası)

Özellikle şev duraylılık analizleri olmak üzere, çoğu jeoteknik problemleri aşağıda verilen orijinal Hoek-Brown kriterindeki asal gerilme ilişkileri yerine kesme gerilmesi ve normal gerilme cinsinden ele alındığından, başlangıçta bazı güçlüklerle karşılaşılmıştır.

$$\sigma'_1 = \sigma'_3 + \sigma_{ci}\left(m\frac{\sigma'_3}{\sigma_{ci}} + s\right)^{0,5} \qquad (4.13)$$

Burada, σ'_1 ve σ'_3 yenilmedeki majör ve minör efektif asal gerilmeler; σ_{ci} = kırıksız kaya malzemesinin tek eksenli sıkışma dayanımı ve m ile s de malzeme sabitleridir; kırıksız kaya için s = 1'dir.

(4.13) eşitliği ile yenilmedeki normal gerilme ve kesme gerilmesi arasında tam bir ilişki J. W. Bray tarafından (rapor eden: Hoek, 1983) ve daha sonra Uçar (1986) tarafından geliştirilmiştir.

Hoek (1990) değişik pratik durumlar için sürtünme açılarının elde edilme ilişkilerinden bahsetmiştir. Bu ilişkiler, Bray tarafından elde edilen Mohr zarfı teğetlerine dayalı olarak geliştirilmiştir. Hoek (1994) eğrisel Mohr zarfına bir teğet uyarlamak suretiyle belirlenen kohezyonun bir üst değer olduğunu ve duraylılık hesaplamalarında iyimser sonuçlar verebileceğini öne sürmüştür. Buna göre, en küçük kareler yöntemleriyle doğrusal bir Mohr-Coulomb ilişkisi uyarlamak suretiyle

belirlenen bir ortalama değer daha uygun olabilir. Hoek, 1994 yılındaki makalesinde Genelleştirilmiş Hoek-Brown kriteri kavramını da takdim etmiştir. Bu kriterde asal gerilme diyagramı ya da Mohr zarfı, (4.13) eşitliğindeki 0,5 üssel değeri yerine değişken bir *a* katsayısı ile ayarlanabilmektedir.

Hoek ve Brown (1977) yenilme kriteri ile ilgili daha önceki tüm gelişmeleri kapsamlı bir sunum içinde birleştirmeye teşebbüs etmişler ve kriterin pratik uygulamasını göstermek amacıyla çok sayıda çözümlü örnek vermişlerdir.

Denklemlerdeki değişimlere ek olarak, yenilme kriterini arazideki jeolojik gözlemlerle ilişkilendirmede, özellikle çok zayıf kayalar olmak üzere, Bieniawski'nin Kaya Kütlesi Puanlaması'nın artık yeterli bir araç olmadığı sonucuna varılmıştır. Bu durum Jeolojik Dayanım İndeksi'nin (GSI) ortaya çıkmasına yol açmıştır (Hoek vd., 1992; Hoek, 1994; Hoek vd., 1995). Bu indeks daha sonra yapılan bir dizi çalışmada (Hoek vd., 1998; Marinos ve Hoek, 2000, 2001; Hoek ve Marinos, 2000) zayıf kaya kütlelerine uygulanmak üzere genişletilmiştir.

GSI değişik jeolojik koşullar için kaya kütlesi dayanımında azalımı hesaplamada bir yaklaşım getirmektedir. Bloklu kaya kütleleri ve şistoz metamorfik kaya kütleleri için çatlaklanma derecesi ve kırık yüzeyi koşulları ile ilişkili GSI değerleri Tablo 4.3 ve 4.4'te verilmiştir. Eklemli bir kaya kütlesinin dayanımı, kırıksız kaya parçalarının özelliklerinin yanında, kaya parçalarının farklı gerilme koşulları altında kayma ve dönme serbestliğine bağlıdır. Bu serbestlik kırıksız kaya parçalarının geometrik şekli ile ve bu parçaları ayıran yüzeylerin koşulları tarafından kontrol edilir. Temiz, pürüzlü yüzeyli köşeli kaya parçaları, yuvarlak ve bozuşmuş malzeme ile kuşatılmış partiküller içerene kıyasla çok daha sağlam kaya kütlesi verir.

Bu altbölümdeki Hoek-Brown dayanım kriterinin tanımı, 2002 yılına kadar yapılan çalışmalardaki verileri kapsamaktadır.

4.5.1 Genelleştirilmiş Hoek-Brown Dayanım Kriteri

Majör ve minör asal gerilmeler cinsinden ifade edilen genelleştirilmiş Hoek-Brown dayanım kriteri (4.13) eşitliğinin değişkenmesiyle aşağıdaki gibi elde edilmiştir (Şekil 4.22):

$$\sigma'_1 = \sigma'_3 + \sigma_{ci}\left(m_b \frac{\sigma'_3}{\sigma_{ci}} + s\right)^a \qquad (4.14)$$

Burada, m_b = kırıksız kaya için malzeme sabiti olan m_i'nin aşağıdaki gibi ifade edilen azaltılmış değeridir:

$$m_b = m_i \exp\left(\frac{\mathrm{GSI} - 100}{28 - 14D}\right) \qquad (4.15)$$

Değişik kaya türleri için m_i değerleri Tablo 4.5'de verilmiş olup, kaya kütlesi için *s* ve *a* sabitleri aşağıdaki gibi ifade edilir:

$$s = \exp\left(\frac{\mathrm{GSI} - 100}{9 - 3D}\right) \qquad (4.16)$$

$$a = \frac{1}{2} + \frac{1}{6}(\mathrm{e}^{-\mathrm{GSI}/15} - \mathrm{e}^{-20/3}) \qquad (4.17)$$

Buradaki *D* terimi, kaya kütlesinin patlatma hasarı ve gerilme rahatlamasıyla maruz kaldığı örselenme derecesine bağlı bir faktördür. Örselenmemiş yerinde kayalar için 0'dan başlayarak, çok örselenmiş kayalarda 1'e kadar çıkabilir; *D* için uygun değerleri seçmeye dair kılavuz bilgiler Altbölüm 4.5.6'da verilmiştir.

Kaya kütlesinin tek eksenli sıkışma dayanımı (4.14) eşitliğindeki σ'_3 nü sıfıra eşitleyerek aşağıdaki gibi elde edilir:

$$\sigma_c = \sigma_{ci}\,(s^a) \qquad (4.18)$$

Çekme dayanımı da şu şekildedir:

$$\sigma_t = -s\,\sigma_{ci}\,/m_b \qquad (4.19)$$

Tablo 4.3 Partikül kenetlenmesi ve süreksizlik koşullarına göre bloklu kaya kütlelerini karakterize eden GSI değerleri.

EKLEMLİ KAYALAR İÇİN JEOLOJİK DAYANIM İNDEKSİ (Hoek ve Marinos, 2000)
Süreksizliklerin litolojisi, yapısı ve yüzey koşullarından GSI'nın orama değerini tahmin ediniz. Çok kesin olmaya çalışmayınız. GSI=35 yerine 33 ile 37 aralığını vermek daha gerçekçidir. Tablonun yapısal kontrollü yenilmelere uygulanmadığına dikkat ediniz. Zayıf düzlemsel yapıların kazı yüzeyine göre elverişsiz olduğu yerlerde bu yapılar kaya kütlesinin davranışına hakim olur. Su içeriğindeki değişim sonucunda kötüleşme eğilimi olan kaya yüzeylerinin kesme dayanımı, suyun mevcut olması halinde azalacaktır. Orta ile çok kötü aralığındaki sınıflarda yer alan kayalarda çalışırken, ıslak koşullar için sağa kaydırma yapılabilir. Su basınçları efektif gerilme analizinde ele alınır.

YÜZEY KOŞULLARI

	ÇOK İYİ çok pürüzlü, bozuşmamış yüzeyler	İYİ Pürüzlü, az bozuşmuş, demir lekeli yüzeyler	ORTA pürüzsüz, orta derecede bozuşmuş ve ayrışmış yüzeyler	ZAYIF sıkı sıvanmalar veya dolgular veya köşeli parçalar içeren kayma çizikli, çok bozuşmuş yüzeyler	ÇOK ZAYIF yumuşak kil sıvanması veya dolgusu içeren kayma çizikli çok bozuşmuş yüzeyler
YAPI ↓ / AZALAN YÜZEY KALİTESİ →					
KIRIKSIZ VEYA MASİF- Kırıksız kaya örnekleri veya çok az sayıda ve geniş açıklıklı süreksizlikler içeren masif in situ kaya	90			N/A	N/A
BLOKLU- birbirini kesen üç süreksizlik takımının oluşturduğu kübik bloklar içeren, iyi kenetlenmiş, örselenmemiş kaya kütlesi	80	70	60		
ÇOK BLOKLU- dört veya daha fazla eklem takımının oluşturduğu çok yüzeyli köşeli bloklar içeren, kenetlenmeli, kısmen örselenmiş kaya kütlesi			50		
BLOKLU-ÖRSELENMİŞ-DAMARLI çok sayıda süreksizlik takımının kesişmesiyle oluşan köşeli bloklar içeren, kıvrımlı.			40		
PARÇALANMIŞ- Köşeli ve yuvarlak kaya parçaları içeren, kötü derecelenmiş, aşırı kırıklı kaya kütlesi				30	
LAMİNALI- MAKASLANMIŞ- Zayıf şiztozite veya kesme düzlemlerinin sıklığından dolayı bloklu yapı yok.	N/A	N/A			20
					10

KAYA PARÇALARININ KENETLEYİCİ ÖZELLİĞİNDE AZALIM ↓

Tablo 4.4 Folyasyon ve süreksizlik koşullarına dayalı olarak şistoz metamorfik kaya kütlelerini karakterize eden GSI değerleri.

FİLİŞ GİBİ HETEROJEN KAYA KÜTLELERİ İÇİN GSI
(Marinos ve Hoek, 2000)
Litoloji, yapı ve yüzey koşulları tanımlamalarına göre (özellikle tabakalanma düzlemleri için) diyagramdan bir kutu seçiniz. Süreksizlik koşullarına karşılık gelen kutu içindeki konumu bularak, konturlardan ortalama GSI değerini tahmin ediniz. Çok kesin olmaya çalışmayınız. GSI= 35 yerine 33 ile 37 arası bir değer tayin etmek daha gerçekcidir. Hoek -Brown kriterinin yapısal kontrollü yenilmelere uygulandığına dikkat ediniz. Elverişsiz şekilde yönelimli ve devamlı zayıf düzlemsel süreksizlikler bulunduğu zaman, kaya kütlesi davranışı bunlar tarafından denetlenir. Bazı kayaların dayanımı yeraltı suyu tarafından azaltılır ve bu durum orta zayıf ve çok zayıf koşullar için hafifçe sağa kaydırmada kullanılabilir. Su basıncı GSI değerini değiştirmez; sadece efektif gerilme analizinde kullanılır.

BİLEŞİM VE YAPI

SÜREKSİZLİKLERİN YÜZEY KOŞULLARI (Baskın şekilde tabakalanma düzlemleri)

ÇOK İYİ- Çok pürüzlü, taze bozuşmamış yüzeyler

İYİ- pürüzlü, az bozuşmuş yüzeyler

ORTA-pürüzsüz, az bozuşmuş yüzeyler

ZAYIF-Köşeli parçalı sıvama ya da dolgu içeren pürüzsüz, bazen çizikli yüzeyler

ÇOK ZAYIF-Yumuşak kil sıvamalı veya dolgulu, kaygan çizikli ya da çok bozuşmuş yüzeyler.

A. Kalın tabakalı, çok bloklu kumtaşı tabakalanma düzlemleri üzerine pelitik sıvanmaların etkisi kaya kütlesinin hidrostatik sıkışmasıyla azaltılır. Sığ tünellerde veya şevlerde bu tabakalanma düzlemleri yapısal kontrollü duraysızlıklara neden olabilir.

B. Ince silttaşı arakatmanları içeren kumtaşı

C. Benzer miktarlarda silttaşı ve kumtaşı

D. Kumtaşı katmanları içeren silttaşı veya siltli şeyl

E. Kumtaşı katmanları içeren zayıf silttaşı veya killi şeyl

C, D, E ve G-Şekilde görülenden az veya çok derecede kıvrımlanmış olsa da, bu durum dayanımı değiştirmez. Tektonik deformasyon faylanma ve süreklilik kaybı bunları F ve H kategorisine kaydırır.

F. Hemen hemen karmaşık bir yapı oluşturan kırıklı ve deforme olmuş kumtaşı katmanları içeren, tektonik olarak deforme olmuş, aşırı kıvrımlı faylı makaslamalı killi şeyl veya silttaşı

G. Ince bir kaç kumtaşı içeren veya içermeyen örselenmemiş siltli veya killi şeyl

H. Kil cepleri ile birlikte karmaşık bir yapı oluşturan, tektonik olarak deforme olmuş siltli veya killi şeyl. Ince kumtaşı katmanları küçük kaya parçalarına dönüşmüş.

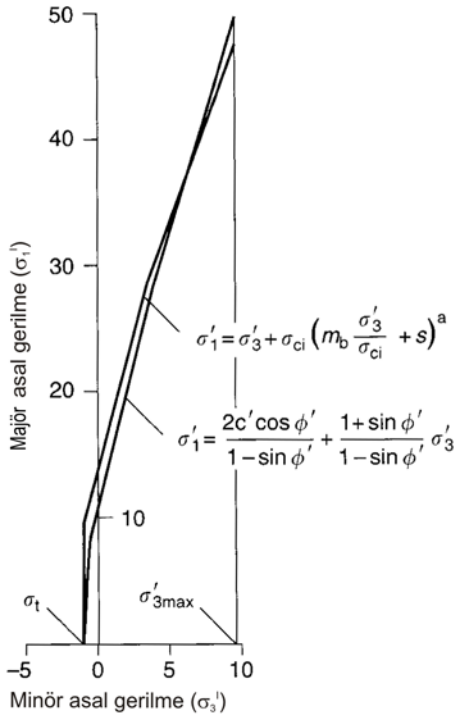
70 60 A 50 B C D E 40 30 F 20 G H 10

→ Tektonik örselenmeden sonra deformasyon anlamına gelir

Tablo 4.5 Kaya gruplarında kırıksız kaya için m_i sabitinin değerleri (parantez içindeki değerler tahminîdir).

Kaya tipi	Sınıf	Grup	Doku			
			Iri	Orta	Ince	Çok ince
SEDİMENTER	Kırıntılı		Çakıltaşları (21±3) Breşler (19±5)	Kumtaşları 17±4	Silttaşları 7±2 Grovaklar (18±3)	Kiltaşları 4±2 Şeyller (6±2) Marnlar (7±2)
	Kırıntı-sız	Karbonatlar	Kristalin kireçtaşı (12±3)	Sparitik kireçtaşları (10±2)	Mikritik kireçtaşları (9±2)	Dolomitler (9±3)
		Evaporitler		Jips 8±2	Anhidrit 12±2	
		Organik				Tebeşir 7±2
METAMORFİK	Folyasyonsuz		Mermer 9±3	Hornfels (19±4) (19±3)	Kuvarsitler 20±3	
	Az folyasyonlu		Migmatit (29±3)	Amfibolitler 26±6	Gnays 28±5	
	Folyasyonlu*			Şistler 12±3	Fillitler (7±3)	Sleytler 7±4
MAĞMATİK	Plütonik	Açık	Granit 32±3 Granodiyorit (29±3)	Diyorit 25±5		
		Koyu	Gabro 27±3 Norit 20±5	Dolerit (16±5)		
	Hipabisal		Porfirler (20±5)		Diyabaz (15±5)	Peridotit (25±5)
	Volkanik	Lav		Riyolit (25±5) Andezit 25±5	Dasit (25±3) Bazalt (25±5)	Obsidiyen (19±3)
		Piroklastik	Anglomera (19±3)	Breş (19±5)	Tüf (13±5)	

* Bu değerler, tabakalanma veya folyasyona dik yönde test edilen kırıksız kaya numuneleri içindir. Bir zayıflık düzlemi boyunca yenilme oluşması halinde m_i değeri önemli ölçüde farklı olacaktır.



Şekil 4.22 Hoek-Brown ve eşdeğer Mohr-Coulomb kriterleri için majör ve minör asal gerilmeler arasındaki ilişki.

(4.19) eşitliği (4.14) eşitliğindeki σ'_1 ve σ'_3 nü σ_t 'ye eşitlemek suretiyle elde edilir. Bu durum iki eksenli çekmeyi temsil eder. Hoek (1983) gevrek malzemeler için tek eksenli çekme dayanımının iki eksenli çekme dayanımına eşit olduğunu göstermiştir.

GSI = 25 değeri için *s* ve *a* katsayılarındaki "değişimin" (Hoek ve Brown, 1997) GSI değerlerinin tüm aralığı için pürüzsüz devamlı geçişler veren (4.16) ve (4.17) eşitliklerinden kaldırıldığına dikkat ediniz[1].

Normal gerilme ve kesme gerilmesi, Balmer[2] (1952) tarafından yayınlanan eşitliklerdeki asal gerilmelerle şu şekilde ilişkilidirler:

[1] (4.16) ve (4.17) eşitliklerinde verilen *s* ve *a*'nın sayısal değerlerinin Hoek ve Brown (1997) denklemlerinde daha önce verilenlere çok yakın olduğuna ve önceki hesaplamaları tekrar ele alarak düzeltme yapmaya gerek olmadığına dikkat ediniz.

[2] Balmer tarafından türetilen orijinal eşitlikler (4.20) ve (4.21) eşitliklerinde düzeltilen hatalar içermiştir.

$$\sigma'_n = \frac{\sigma'_1 + \sigma'_3}{2} - \frac{\sigma'_1 - \sigma'_3}{2}\left(\frac{d\sigma'_1/d\sigma'_3 - 1}{d\sigma'_1/d\sigma'_3 + 1}\right) \quad (4.20)$$

$$\tau = (\sigma'_1 - \sigma'_3)\frac{\sqrt{d\sigma'_1/d\sigma'_3}}{d\sigma'_1/d\sigma'_3 + 1} \quad (4.21)$$

Burada:

$$d\sigma'_1/d\sigma'_3 = 1 + am_b(m_b\sigma'_3/\sigma'_{ci} + s)^{a-1} \quad (4.22)$$

4.5.2 Deformasyon Modülü

Hoek-Brown yenilme kriteri kaya kütlesi deformasyon modülünün aşağıdaki gibi hesaplanmasına olanak verir:

$$E_m = \left(1 - \frac{D}{2}\right)\sqrt{\frac{\sigma_{ci}}{100}}\,10^{((GSI-10)/40)} \quad (4.23)$$

Deformasyon modülünün birimi GPa'dır. Patlatma hasarı ve gerilme rahatlaması etkilerine izin vermek üzere *D* faktörünün hesaba katılmasıyla Hoek ve Brown (1997) tarafından önerilen orijinal denklemin değişkendiğine dikkat ediniz.

Kaya kütlesi modülünün başlıca kullanım alanı, sayısal analizlerde kaya şevlerdeki birim deformasyonun hesaplanmasıdır (bkz. Bölüm 10).

4.5.3 Mohr-Coulomb Kriteri

Şev duraylılık analizi, kayma yüzeyi üzerindeki kaya kütlesinin Mohr-Coulomb yenilme kriteri ile ifade edilen kesme dayanımının incelenmesini kapsar. Bu nedenle, Hoek-Brown ve Mohr-Coulomb kriterleri arasında eşdeğer olan sürtünme açıları ve kohezyonların belirlenmesi gerekir. Bu dayanımlar, kayma yüzeyi boyunca her bir kaya kütlesi ve gerilme aralığı için gereklidir. Bu işlem, Şekil 4.22'de görüldüğü gibi, $\sigma_t < \sigma_3 < \sigma_{3\text{-max}}$ ile tanımlanan minör asal gerilme değerleri aralığı için (4.14) denkleminin çözülmesiyle elde edilen eğriye, ortalama bir doğrusal ilişki uyarlamak suretiyle gerçekleştirilir. Uyarlama süreci, Mohr diyagramının yukarısındaki ve aşağısındaki

alanların dengelenmesini kapsar. Bu işlem sonucunda sürtünme açısı (ϕ') ve kohezyon dayanımı (c') için aşağıdaki denklemler elde edilir (Şekil 4.23):

$$\phi' = \sin^{-1}\left[\frac{6am_b(s+m_b\sigma'_{3n})^{a-1}}{2(1+a)(2+a)+6am_b(s+m_b\sigma'_{3n})^{a-1}}\right] \tag{4.24}$$

$$c' = (\sigma_{ci}\left[(1+2a)s+(1-a)m_b\sigma'_{3n}\right](s+m_b\sigma'_{3n})^{a-1}) / \left[(1+a)(2+a) \times \sqrt{1+(6am_b(s+m_b\sigma'_{3n})^{a-1})/((\left[(1+a)(2+a)\right])}\right] \tag{4.25}$$

Burada, $\sigma_{3n} = \sigma'_{3max} / \sigma_{ci}$'dir.

Hoek-Brown ve Mohr-Coulomb kriterleri arasındaki ilişkide göz önüne alınan çevre basıncının üst sınırı olan σ'_{3max}'ın değerinin her durum için ayrı ayrı belirlenmesi gerektiğine dikkat ediniz. Bu değerleri seçmeye ilişkin kılavuz bilgiler Altbölüm 4.5.5'de sunulmuştur.

Belirli bir normal gerilme (s) için Mohr-Coulomb kesme dayanımı (τ), c' ve ϕ' değerlerinin aşağıdaki denklemde yerlerine konmasıyla bulunur:

$$\tau = c' + \sigma \tan\phi' \tag{4.26}$$

Majör ve minör asal gerilmeler cinsinden eşdeğer çizim,

$$\sigma'_1 = \frac{2c'\cos\phi'}{1-\sin\phi'} + \frac{1+\sin\phi'}{1-\sin\phi'}\sigma'_3 \tag{4.27}$$

ilişkisiyle tanımlanır.

4.5.4 Kaya Kütlesi Dayanımı

Kaya kütlesinin tek eksenli basınç dayanımı (σ_c) (4.18) eşitliği ile verilir. Yeraltı kazılarındaki duraysızlık, kazı sınırındaki sıkışma dayanımı (σ_c) gerilmelerle aşıldığı zaman başlar. Yenilme bu başlangıç noktasından itibaren iki eksenli gerilme alanına yayılır ve (4.14) eşitliği ile ifade edilen yerel dayanım, ortamda oluşan σ'_1 ve σ'_3 gerilmelerinden büyük olduğu zaman yayılma durur. Sayısal modellerin çoğu bu tür bir kırık yayılma sürecini takip eder; kayadaki kazıların duraylılığı ve destek sistemlerinin tasarımı göz önüne alındığı zaman, bu düzeydeki bir ayrıntılı analiz çok önemlidir.

Ancak, şev duraylılığı durumunda yenilme, şev içinde kayanın iki eksenli gerilme durumuna maruz kaldığı yerdeki kayma yüzeyi boyunca başlar; bu durumda, daha önce açıklanan ayrıntılı yenilme yayılması yerine kaya kütlesinin genel davranışının göz önüne alınması daha yararlı olacaktır. Bu durum, "kaya kütlesi dayanımı" gibi global bir kavramın ortaya çıkmasına yol açar; Hoek ve Brown (1997) bu dayanımın Mohr-Coulomb ilişkisinden hesaplanabileceğini öne sürmüşlerdir:

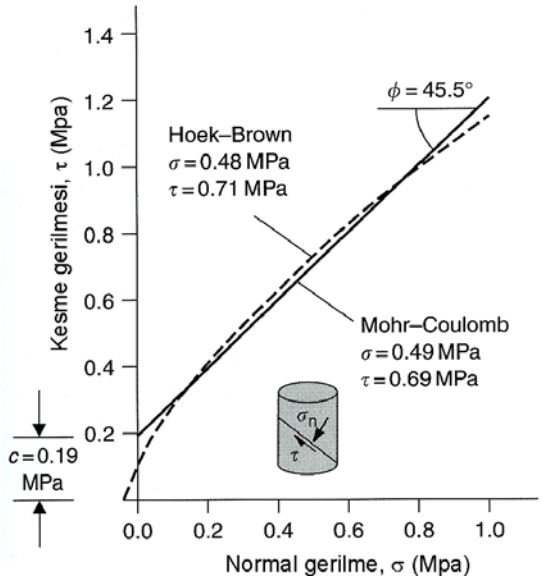
$$\sigma'_{cm} = \frac{2c'\cos\phi'}{1-\sin\phi'} \tag{4.28}$$

Burada, c' ve ϕ' parametreleri $\sigma_t < \sigma'_3 < \sigma_{ci}/4$ gerilme aralığından belirlenir ve kaya kütlesi dayanımı (σ'_{cm}) için aşağıdaki değeri verir:

$$\sigma'_{cm} = \sigma_{ci}\frac{(m_b+4s-a(m_b-8s))(m_b/4+s)^{a-1}}{2(1+a)(2+a)} \tag{4.29}$$

4.5.5 σ'_{3max} ın Belirlenmesi

(4.24) ve (4.25) eşitliklerinde kullanılacak σ'_{3max} için uygun değerin belirlenmesi konusu uygulamaya konu olan özel duruma bağlıdır. Şevler için, hesaplanan emniyet katsayısı ile yenilme düzleminin şekil ve yerinin eşdeğer olması gerekir. Geniş bir aralıktaki şev geometrileri ve kaya kütle özellikleri için dairesel yenilme analizinde Bishop yöntemini kullanan çalışmalarda, eşdeğer karakteristik eğrileri veren σ'_{3max} değerini bulmada Genelleştirilmiş Hoek-Brown ve Mohr-Coulomb kriterlerinin ikisi de kullanılmıştır. Bu analizler, σ'_{3max} ile kaya kütle dayanımı (σ'_{cm}) ve kayma yüzeyi üzerindeki gerilme düzeyi (σ_0) arasında aşağıdaki ilişkiyi vermiştir (Şekil 4.24):



Şekil 4.23 (4.24) ve (4.25) eşitlikleri ile tanımlanan çatlaklı kaya kütlesi için eğrisel Mohr zarfı; en iyi uyum çizgisi, uygulanabilir şev yüksekliği için kohezyon ve sürtünme açısını göstermektedir. Kaya kütlesi özellikleri: σ_c = 30 MPa, GSI = 50, m_i = 10, D = 0.7, H = 20 m, γ = 0,026 MN/m^3.

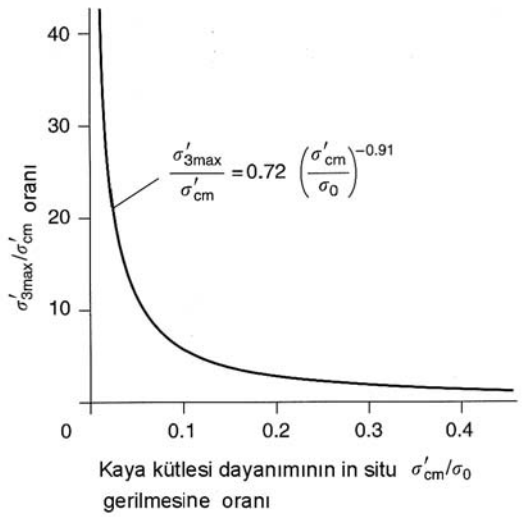
$$\frac{\sigma'_{3max}}{\sigma'_{cm}} = 0{,}72\left(\frac{\sigma'_{cm}}{\sigma_0}\right)^{-0{,}91} \qquad (4.30)$$

Kayma yüzeyi üzerindeki gerilme düzeyi, şev yüksekliği (H) ve kayanın birim ağırlığı (γ_r) ile ilişkilidir:

$$\sigma_o = H\,\gamma_r \qquad (4.31)$$

4.5.6 Örselenme Faktörü *D*'nin Hesaplanması

Çok büyük açık maden ocaklarındaki şevlerin tasarımından elde edilen deneyimler, örselenmemiş yerinde kaya kütleleri (D = 0) için Hoek-Brown kriterinin çok iyimser olan kaya kütlesi sonuçları verdiğini göstermektedir (Pierce vd., 2001; Sjöberg vd., 2001). İleri derece patlatma hasarı ile birlikte örtü kayanın kaldırılmasından ileri gelen gerilme rahatlamasının etkileri, kayanın örselenmesine neden olur (Hoek ve Brown, 1988). (4.14) ve (4.15) eşitliklerinde D = 1 kullanan "örselenmiş" kaya kütlesi özelliklerinin bu kaya kütleleri için daha uygun olduğu düşünülmektedir.



Şekil 4.24 Şevlerde eşdeğer Mohr-Coulomb ve Hoek-Brown parametreleri için σ'_{3max}'ı hesaplama işilkisi.

Kaya kütlesinin örselenme derecesini değerlendirmek üzere, yüzey ve yeraltı kazılarındaki performansı gözleyen çok sayıda başka çalışmalar da yapılmıştır. Örnek olarak, Lorig ve Varona (2001), şevlerin (plan görünümünde) farklı eğrisellik yarıçaplarının bu şevlerin yüksekliğine kıyasla oluşturduğu yanal basınç gibi faktörlerin de örselenme derecesi üzerinde etkisi olduğunu göstermiştir. Ayrıca, Sonmez ve Ulusay (1999) Türkiye'deki beş adet açık kömür ocağındaki şev yenilmelerinin geriye analizini yapmışlar ve Hoek-Brown kriteri ile kestirilen kaya kütlesi özellikleri değerlendirmelerine dayalı olarak her bir kaya kütlesine örselenme faktörü tayin etmişlerdir. Ne var ki, şev yenilmelerinden biri yapısal kontrollü iken, diğerleri de taşınmış pasa yığını şeklindedir. Hoek, Hoek-Brown kriterinin bu iki duruma uygulanamayacağını belirtmektedir. Buna ek olarak, Cheng ve Liu (1990) Taiwan'daki Mingtan yeraltı enerji santralı açıklığında kazı başlamadan önce yerleştirilen ekstansometrelerden alınan deformasyon ölçümlerinden hareketle, çok dikkatlice yapılan geriye analiz sonuçlarını rapor etmişlerdir. Çalışmada, bir patlatma hasar zonunun tüm büyük kazılar etrafında yaklaşık 2 m mesafeye yayıldığını

bulmuşlardır. Hasarlı kaya kütlesinin geriye hesaplanmış dayanımı ve deformasyon özellikleri D = 0,7 gibi bir eşdeğer örselenme faktörü vermiştir.

Bu çalışmalardan da görüldüğü üzere, bir kazıyı çevreleyen kaya kütlesinin örselenmesinde çok sayıda faktör rol oynayabilir; bu faktörleri kesin olarak nicelleştirmek hiçbir zaman mümkün olmayabilir. Ancak, deneyime ve bu çalışmalardaki ayrıntıların analizine dayalı olarak, Hoek vd. (2002) D faktörünü hesaplamanın esaslarını belirlemişlerdir (Tablo 4.6).

Bu örselenme faktörünün etkisi çok büyük olabilir. Bu durum; σ_{ci} = 50 MPa, m_i = 10 ve GSI = 45 olan tipik bir örnek ile sergilenmiştir. 100 m derinlikteki bir tüneli çevreleyen ve D = 0 olan örselenmemiş bir in situ kaya kütlesi için eşdeğer sürtünme açısı ϕ' = 47,16^0 iken, kohezyonlu dayanım c' = 0,58 MPa'dır. Aynı temel parametrelere sahip olan fakat örselenme faktörü D = 1 olan ileri derecede örselenmiş kaya kütlesinin eşdeğer sürtünme açısı ϕ' = 27,61^0 ve kohezyonlu dayanımı c' = 0,35 MPa'dır.

Bu değerlerin sadece birer kılavuz olduğuna dikkat ediniz; okuyucunun verilen bu değerleri dikkatlice uygulaması ve hesaplanan değerleri Şekil 4.21'de verilen geriye analizden elde edilenlerle karşılaştırması önerilir. Hoek-Brown hesaplamalarının herhangi bir tasarım için gerçekçi bir başlama noktası olarak kullanılabileceği göz önüne alınabilir; kazının gözlenen veya ölçülen performansının kestirilenden daha iyi olması durumunda, örselenme faktörleri aşağı doğru çekilebilir.

Bu yöntemlerin hepsi "RocLab" adı verilen ve www.rocscience.com adresinden (ücretsiz) indirilebilen bir Windows programı içerinde uygulanabilmektedir. Bu program; kırıksız kaya elemanlarının tek eksenli sıkışma dayanımını (σ_{ci}), malzeme sabitini (m_i), Jeolojik Dayanım İndeksini (GSI) ve örselenme faktörünü (D) hesaplamada kullanılan tablo ve diyagramlar da içermektedir.

4.6 Kaya Dayanıklılığı ve Sıkışma Dayanımı

Şev duraylılık analizinde genellikle en önemli olan dayanım parametreleri, bu bölümde daha önce ele alındığı gibi, kohezyon ve sürtünme açısıdır. Ancak, daha sonra ele alındığı gibi, sahadaki jeoloji ve gerilme koşullarına bağlı olarak kayanın dayanıklılığı ve sıkışma dayanımı önemli olabilir. Dayanıklılık ve sıkışma dayanımı deney prosedürleri, bir kayayı sınıflamada ve diğeri ile karşılaştırmada en iyi şekilde kullanılan indeks deneyleridir; indeks ölçümleri (gerektiğinde) daha hassas laboratuvar deneyleri ile kalibre edilebilir.

4.6.1 Islak Kararlılık

Çoğu kaya malzemeleri ıslanma ve kuruma gibi bozuşma süreçlerine ve donma ve çözünme çevrimlerine maruz kaldıklarında kötüleşme eğilimindedir. Kalite kötüleşmesine özellikle duyarlı kaya türleri şeyl ve çamurtaşı olup, bunlardaki kil içeriği genellikle yüksektir. Kalite bozulması şişme şeklinde olabilir; kayanın yüzeye çıkmasından sonra zayıflama ve parçalanmanın oluşabilmesi için gerekli zaman dakikalar ile yıllar uzunluğunda olabilir. Kalite bozulmasının şev duraylılığına etkisi yüzeydeki kavlama şeklinde başlar, şevin gerilemesi ile devam eder ve zamanla dayanım kaybından dolayı şevin yenilmesine kadar gider (Wu vd., 1981). Dirençli kumtaşı ile nispeten kötüleşebilir şeyl ardalanmasından oluşan sedimenter formasyonlarda bozuşma süreci kumtaşında çıkıntılar geliştirebilir; kumtaşının ani yenilmesinden dolayı kaya düşme tehlikesi oluşturur [bkz. Şekil 1.4(e)].

Kayanın bozuşma ve kötüleşmeye eğilimini ölçmede kullanılan basit bir indeks deneyi ıslak kararlılık deneyidir (ISRM, 1981a) (Şekil 4.25). Numune hazırlama sırasında çok fazla kırılmamış veya donmasına izin verilmemiş, örselenmemiş numunelerin kullanılması önemlidir. Deney prosedürü, numunelerin elek telli bir tambura yerleştirilmesini, etüvde 105^0 sıcaklıkta 2-6 saat kurumasını ve sonra kuru numunenin

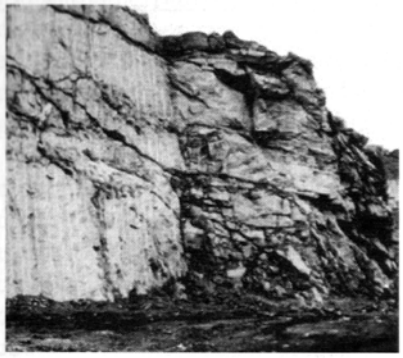
ölçülmesini kapsar. Daha sonra tambur kısmen su içine daldırılır ve dakikada 20 devir hızla 10 dakika döndürülür. Tambur ikinci kez kurutulur ve ağırlık kaybı belirlenir. Deney döngüsü daha sonra tekrarlanır ve ıslak dayanıklılık indeksi nihai kuru numune kütlesinin ilk kuru kütleye oranı olarak (%) hesaplanır. Düşük ıslak kararlılık indeksi, kayanın yüzeye çıkması halinde kalitesinin kötüleşeceğine işaret eder. İleri derecede kötüleşebilir kayalar için Atterberg limitleri gibi zemin sınıflama deneylerinin yanında, kil minerali türlerini belirlemek ve bentonitler ile montmorillonitler gibi şişebilen killerin bulunup bulunmadığını tespit etmek için X ışını kırınım deneylerinin yapılmasında yarar vardır.

Tablo 4.6 Örselenme faktörü *D*'yi hesaplamada kullanılan kılavuz bilgiler.

Kaya kütlesinin görünümü	*Kaya kütlesinin tanımlanması*	*D için önerilen değer*
	Bir tüneli çevreleyen kaya kütlesinde en düşük örselenme kontrollü, mükemmel kaliteli patlatma ile veya TBM (Tünel Açma Makinesi) ile yapılan kazıyla sağlanır.	*D* = 0
	Zayıf kaliteli kaya kütlelerinde mekanik veya elle kazı, açıklığı çevreleyen kayada minimum örselenmeyi verir.	*D* = 0
	Sıkıştırma problemlerinin tabanda önemli kabarmalara yol açtığı yerlerde, fotoğrafta görüldüğü gibi geçici bir invert kullanılmadığı sürece, örselenme önemli boyutta olabilir.	*D* = 0,5 İnvertsiz
	Sağlam kayada açılan tünel için yapılan çok kötü kaliteli patlatma önemli derecede lokal hasara yol açabilir, çevreleyen kaya kütlesinde 2 veya 3 m kadar ilerleyebilir.	*D* = 0,8

(Tablo 4.6'nın devamı var)

Tablo 4.6 Devam

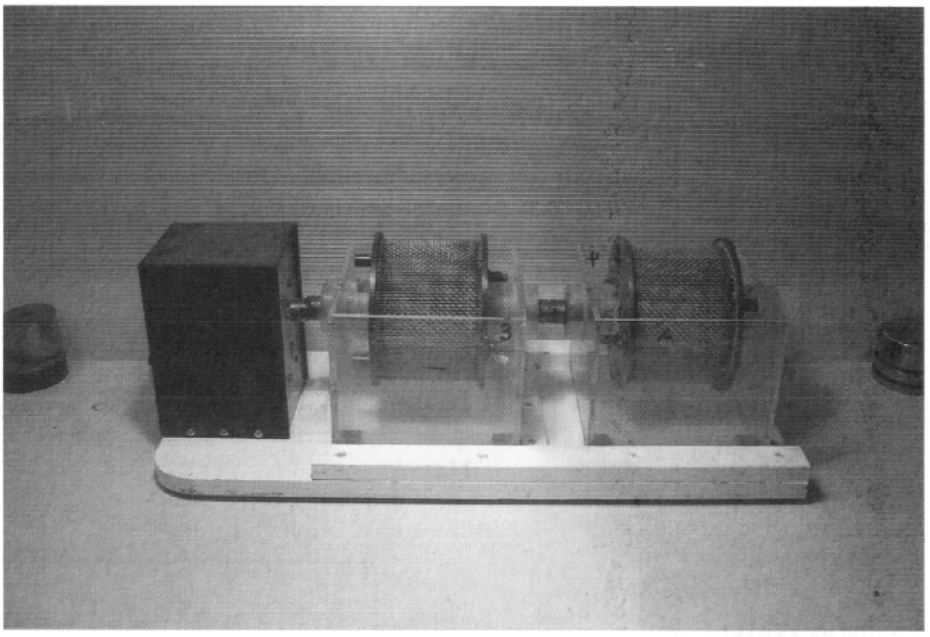
Kaya kütlesinin görünümü	*Kaya kütlesinin tanımlanması*	*D için önerilen değer*
	İnşaat mühendisliğindeki küçük ölçekli patlatmalar, patlatmanın özellikle fotoğrafın sol tarafındaki gibi kontrollü yapılması halinde, orta derecede kaya kütlesi örselenmesine yol açar. Ancak, gerilme rahatlaması bir miktar örselenme oluşturur.	*D* = 0,7 İyi patlatma *D* = 1,0 Kötü patlatma
	Çok büyük açık ocak şevleri kapsamlı üretim patlatmasından ve ayrıca örtünün kaldırılmasından dolayı önemli derecede örselenmeye maruz kalırlar.	*D* = 1,0 Üretim patlatması
	Bazı yumuşak kayalarda kazı işlemi dozer ile sıyırma şeklinde yapılabilir; şevlerde oluşan zarar derecesi düşüktür.	*D* = 0,7 Mekanik kazı

4.6.2 Sıkışma Dayanımı

Orta derece sağlam kayadan sağlam kayaya değişen malzemeler içinde açılmış pek çok şevde yerçekiminden dolayı oluşan gerilme düzeyi kaya dayanımından düşük olur. Bu nedenle, şev içinde kırıksız kayanın kırılma eğilimi çok düşük olup, sıkışma dayanımı kesme dayanımından daha az önemli bir tasarım parametresidir. Kayma yüzeyi üzerindeki kayanın sıkışma dayanımı, bir kırığın pürüzlüğünü değerlendirirken [(4.7) eşitliğinde JCS terimi] ve Hoek-Brown dayanım kriterinin uygulandığı duraylılık analizinde sadece dolaylı olarak kullanılır. Bu uygulamaların ikisinde de, sonuçlar bu parametrenin değerine özellikle duyarlı olmadığı için, sıkışma dayanımı olarak yaklaşık bir değerin kullanılması yeterlidir. Örnek olarak, patlayıcı deliği açma ve sıyırma şeklinde kazının ilerleme hızı ile birlikte, patlayıcı tiplerinin seçimi ve patlatmaların tasarımının hepsi de sıkışma basınç dayanımından etkilenir.

Kaya şev tasarımı için sıkışma dayanımını bulmada uygun bir yöntem, nokta yük deneyidir [Şekil 4.26(a)]. Deney aleti taşınabilir olup, deneyler arazide ve laboratuvarda karotlar ya da düzensiz şekilli kaya parçaları üzerinde çabucak ve çok düşük maliyetle yapılabilmektedir (ISRM, 1985). Nokta yük deneyi dayanım için bir indeks değeri sağladığından; bu konudaki genel uygulama, nokta yük deney sonuçlarını karotlar üzerinde yapılan sınırlı sayıdaki tek eksenli sıkışma deneyleriyle kalibre etmektir.

Deney prosedürü, düzeneğin kırıcı çeneleri arasına numuneyi yerleştirdikten sonra bir hidrolik kriko ile yük uygulamak suretiyle numuneyi kırma şeklindedir. *P* nokta yük kırma dayanımı olarak alınırsa, nokta yük indeksi (I_s) aşağıdaki gibi ifade edilir:



Şekil 4.25 Islak kararlılık deney düzeneği.

$$I_s = \frac{P}{D_e^2} \qquad (4.32)$$

Burada, D_e = aşağıdaki gibi tanımlanan eşdeğer karot çapıdır:

$D_e^2 = D^2$ (D'nin karot çapı olduğu çapsal deneyler)

veya

$D_e^2 = \frac{4WD}{\pi}$ (eksenel, blok veya parça deneyleri)

Burada, W = numune genişliği ve D = kırıcı çeneler arasındaki mesafedir. WD terimi, düzensiz kaya parçasının kırıcı çenelerin temas noktasındaki minimum kesit alanıdır.

Bir kayanın boyut düzeltmesi yapılmış nokta yük dayanım indeksi [$I_{s(50)}$], çapın D = 50 mm olduğu bir çapsal deneyde ölçülen I_s değeri olarak tanımlanır. Boyutu 50 mm'den farklı numuneler üzerinde yapılan deneyler için aşağıdaki gibi bir k_{PLT} düzeltme faktörü uygulanarak, deney sonuçları boyut düzeltmesi yapılmış nokta yük dayanım indeksine standartlaştırılabilir:

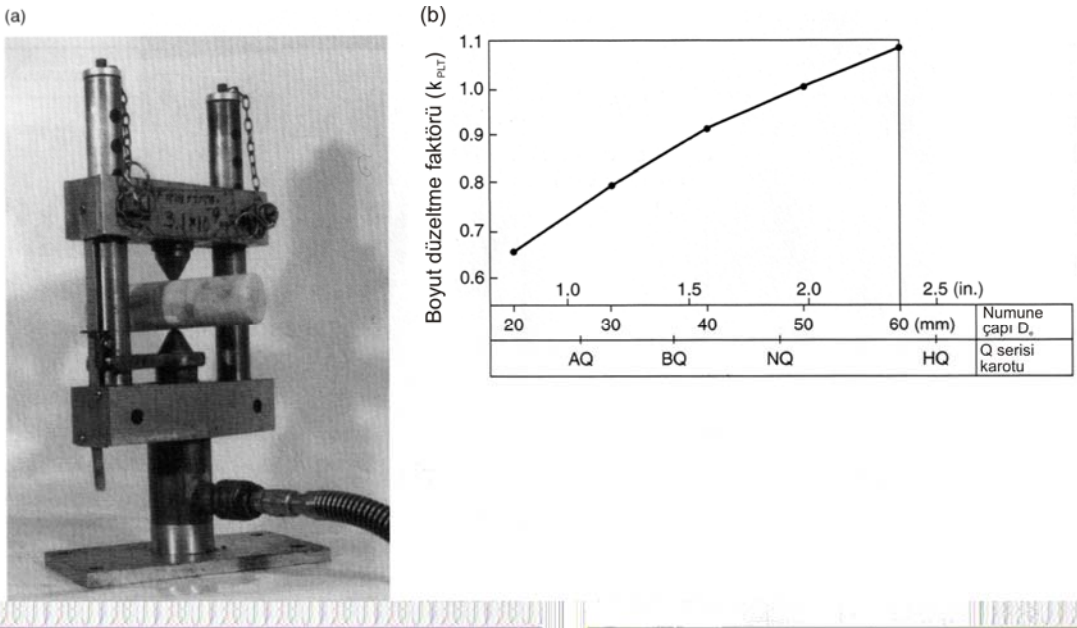
$$I_{s(50)} = I_s\, k_{PLT} \qquad (4.33)$$

Boyut düzeltme faktörü k_{PLT}'nin değeri Şekil 4.26(b)'de verilmiş olup, ayrıca aşağıdaki ilişkiden de bulunabilir:

$$k_{PLT} = \left(\frac{D_e}{50}\right)^{0,45} \qquad (4.34)$$

Tek eksenli sıkışma dayanımının ortalama olarak nokta yük dayanım indeksinin 20-25 katı olduğu bulunmuştur. Ancak, çok sayıda farklı kaya üzerinde yapılan deneyler, özellikle anizotrop kayalarda bu oranın 15 ile 50 arasında değişebileceğini göstermektedir. Bu nedenle, en güvenilir sonuçlar tek eksenli kalibrasyon deneyleri yapıldığı zaman elde edilir.

Yenilme düzleminin kısmen kayada önceden mevcut bir kırık boyunca gelişmesi ya da kırıcı çeneler arasındaki çizgi ile uyumlu olmaması halinde nokta yük deney sonuçları geçerli olmaz. Kırıcı çenelerin kayaya battığı zayıf kayalarda yapılan deneyler için, batma miktarı ölçülerek D mesafesi düzeltilmek suretiyle, sonuçlarda ayarlama yapılmalıdır.



Şekil 4.26 Nokta yük deneyi: (a) Nokta yük deney düzeneği ve (b) numune eşdeğer karot çapı (D_e) ile boyut düzeltme faktörü (k_{PLT}) arasındaki ilişki.

Sıkışma dayanımını ölçmek için mevcut düzenek bulunmaması halinde, çoğu amaçlar için dayanımı yeterli doğrulukta tahmin etmek için, basit arazi gözlemlerinden yararlanılabilir. Tablo 3.1'de bir dizi arazi indeks deneyi ve gözlenen kaya davranışı ile birlikte bunlara karşılık gelen yaklaşık sıkışma dayanımları verilmiştir.

4.7 Örnek Problem 4.1: Kesme Kutusu Deney Sonuçlarının Analizi

Verilen

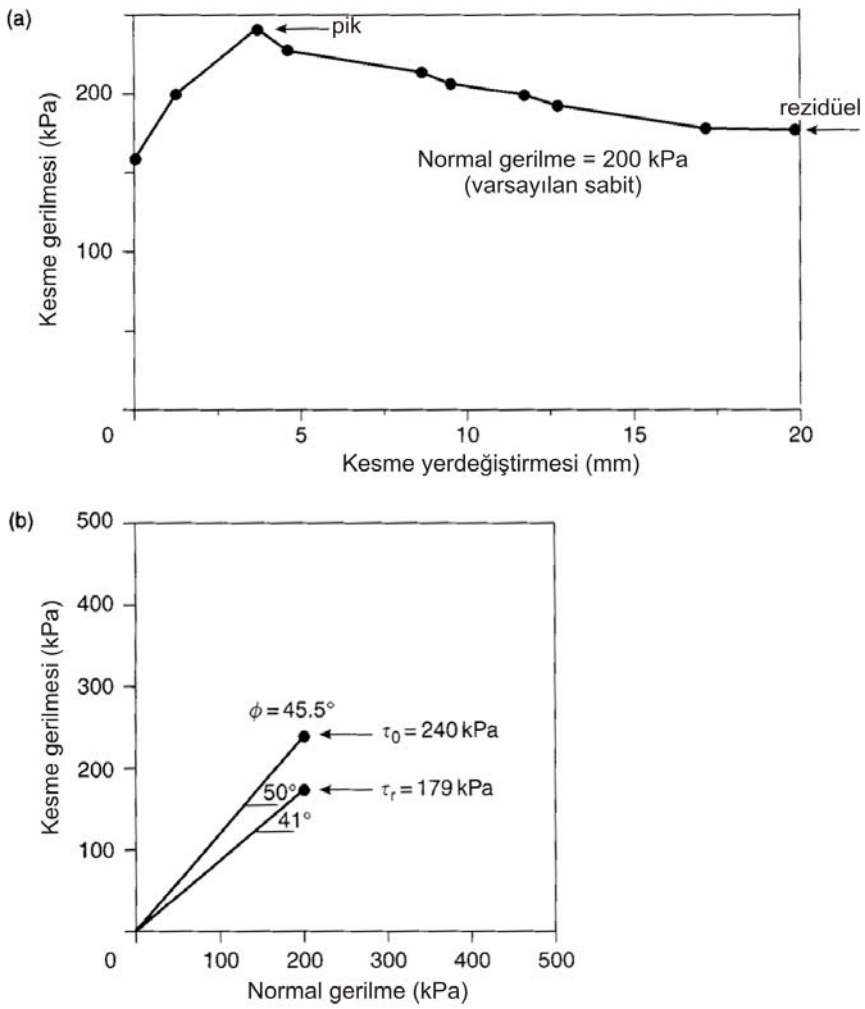
Bozuşmuş bir granit numunesindeki düzlemsel süreksizlik üzerinde yapılan kesme kutusu deneyinden aşağıdaki sonuçlar elde edilmiştir. Numune üzerindeki ortalama normal basınç 200 kPa'dır.

İstenen

(a) Kesme gerilmesi–kesme yerdeğiştirmesi ilişkisinin grafiğe aktarılması (kesme gerilmesi düşey eksende). Grafikten, yüzeyin pik ve rezidüel kesme dayanımlarını belirleyiniz.

(b) Pik ve rezidüel kesme dayanımlarını (düşey eksende) yüzeyin ortalama normal gerilmesi ile ilişkili olarak grafiğe aktarınız. Grafikten, yüzeyin rezidüel ve pik sürtünme açılarını bulunuz.

Kesme gerilmesi (kPa)	*Kesme yerdeğiştirmesi* (mm)
159	0,05
200	1,19
241	3,61
228	4,50
214	8,51
207	9,40
200	11,61
193	12,60
179	17,09
17	19,81



Şekil 4.27 Kesme kutusu dayanım deneylerinin analizi, Örnek Problem 4.1: (a) Kesme gerilmesi – kesme yerdeğiştirmesi grafiği; (b) kesme gerilmesi – normal gerilme grafiği.

Çözüm

(a) Kesme gerilmesi – kesme yerdeğiştirmesi Şekil 4.27(a)'da verilmiştir. Pik dayanım 241 kPa ve rezidüel dayanım 179 kPa'dır.
(b) Kesme gerilmesi – normal gerilme ilişkisi Şekil 4.27(b)'de verilmiştir.

4.8 Örnek problem 4.2: Nokta Yük Deney Sonuçlarının Analizi

Verilen

48 mm çaplı bir NQ karotu üzerinde yapılan (çapsal) bir dizi nokta yük deneyinden ortalama nokta yük kırma dayanımı (*P*) 17,76 kN olarak bulunmuştur.

İstenen

Numunelerin yaklaşık ortalama tek eksenli sıkışma dayanımını bulunuz.

Çözüm

Nokta yük dayanım indeksi (I_s) aşağıda verilen nokta yük kırma dayanımından bulunur:

$I_s = P / D^2$

Burada, *D* karot çapıdır (48 mm).

$I_s = 1776E3/(0,048)^2 = 7,71$ MPa

Düzeltme faktörü,

$k_{PLT} = (48/50)^{0,48} = 0,98$

Boyuta göre düzeltilmiş nokta yük dayanımı,

$I_{s(50)} = I_s\ k_{PLT} = 7,71\ (0,98) = 7,56$ MPa

Kaya numunelerinin yaklaşık basınç dayanımı:

$\sigma_{ci} \approx 24\ (7,56) \approx 180$ MPa

Bölüm 5

Yeraltı Suyu

5.1 Giriş

Bir kaya şevinde yeraltı suyunun varlığının, aşağıdaki sebeplerden dolayı duraylılık üzerine olumsuz etkileri olabilir:

- *Su basıncı*, Bölüm 1'de tartışıldığı gibi, potansiyel kayma yüzeyinin kesme dayanımını azaltmak suretiyle duraylılığı azaltabilir. Çekme çatlakları veya benzeri düşeye yakın fisürlerdeki su basıncı, kaymaya neden olan kuvvetleri arttırmak suretiyle duraylılığı azaltır.
- Bazı kayaların (özellikle şeylde) *su içeriğindeki* değişim bozuşmayı hızlandırarak kesme dayanımını azaltır.
- Yeraltı suyunun *donması* buzda sıcaklığa bağlı hacim değişiminden dolayı suyla dolu fisürlerde kama etkisi yapabilir. Ayrıca, yamaçlarda yüzey suyunun donması drenaj yollarının çıkışını tıkamak suretiyle yamaç içinde su basıncı artışına ve sonuçta duraylılık azalımına neden olabilir.
- Bozuşmuş kayanın yüzey suyu ile ve düşük dayanımlı dolguların da yeraltı suyu ile *erozyonu*, bir yamacının topuğunun oyulduğu ya da bir kaya bloğunun gevşediği yerlerde yerel duraysızlığa neden olabilir.
- Su tablası altında çalışırken *kazı maliyetleri* artabilir. Örnek olarak, ıslak delikler için suya dayanıklı ve ANFO'dan (bu patlayıcı türü suya dayanıklı değildir) daha pahalı olan patlayıcılar gereklidir. Ayrıca, kazı içine su akışını önlemek için pompaj yapmaya ve çekilen suyun da arıtılmasına gerek olabilir; ıslak nakliye yollarında ekipman taşınması sorun olabilir.

Buraya kadar anlatılanlar arasında yeraltı suyunun bir kaya kütlesine en önemli etkisi, süreksizlikler içindeki su basıncından dolayı duraylılığın azalmasıdır. Duraylılık hesaplamalarında bu su basınçlarını hesaba katan yöntemler ve drenaj sistemlerinin tasarımı daha sonraki bölümlerde ele alınmıştır. Bu bölümde hidrolojik döngü (Altbölüm 5.2), çatlaklı kayada su akışını analiz etmede kullanılan yöntemler ve bu akış ile oluşan basınçlar (Altbölüm 5.3 ve 5.4) üzerinde durulmuştur. Altbölüm 5.5 ve 5.6'da arazide hidrolik iletkenlik ve basınç ölçümleri açıklanmıştır.

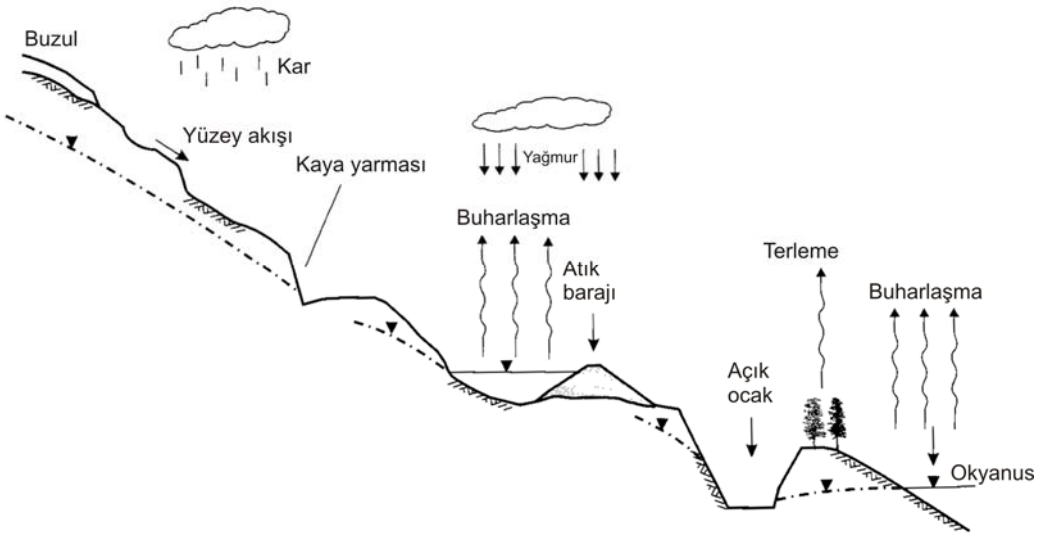
Kaya veya zemin şevlerini incelerken, şev yüzünde sızmanın bulunmaması halinde yeraltı suyunun mevcut olmadığını kabul etmek bir hata olabilir. Sızma hızı buharlaşma hızından düşük olabilir; bu nedenle şev yüzü kuru görünebilir. Buna rağmen, kaya kütlesi içinde önemli basınç oluşturacak miktarda su bulunabilir. Şevlerde duraysızlıktan sorumlu olan akışın hızı değil; su basıncıdır. Bu nedenle, bu su basıncının ölçülmesi veya hesaplanması, duraylılık çalışmalarında saha incelemelerinin bir kısmını oluşturur. Bölüm 12'de ele alınan drenaj, kaya şevlerinin duraylılığını arttırmada mevcutlar arasında en etkin ve ekonomik yöntemlerden biridir. Drenaj sistemlerinin gerçekçi bir tasarımı, sadece kaya kütlesi içindeki su akış paterninin anlaşılması ile mümkündür; hidrolik iletkenlik ve su basıncının ölçümü bu konuda bir kılavuz niteliğindedir.

Bir şevde yeraltı suyu koşullarını değerlendirmenin kullanışlı bir yolu, sıcaklığın donma noktası altına düştüğü dönemlerde gözlemler yapmaktır. Böyle zamanlarda şev

yüzeyinde çok önemsiz sızmalar bile hem su tablasının yerini hem de akışın olduğu süreksizlik takım(lar)ının yerini gösteren buz saçakları oluşturabilir.

5.2 Hidrolojik Döngü

Şekil 5.1'de verilen basitleştirilmiş hidrolojik döngüde yeraltı suyunun tipik bazı kaynakları görülmekte; yeraltı suyunun kaya kütlesi içinde önemli mesafeler boyunca taşınabileceği vurgulanmaktadır. Bu nedenle, bir kaya şevi tasarım programını başlatırken, alanın bölgesel jeolojisinin göz önüne alınması önemlidir. Yeraltı suyu genelde beslenme alanlarından boşalım alanlarına doğru akar. Beslenme alanı, yeraltı suyunun net doygun akışının su tablasından uzaklaşacak şekilde olduğu alandır; boşalım alanı ise, net doygun akışın su tablasına doğru olduğu yerdir. Şekil 5.1'de boşalım alanlarının kaya yarması, atık barajı ve açık ocak olduğu görülmektedir; beslenme alanı ise, sadece atık barajıdır.



Şekil 5.1 Hidrolojik döngünün, yeraltı suyunun tipik bazı kaynaklarını gösteren basitleştirilmiş şekli.

Açıkça görüldüğü gibi, yeraltı suyunun en önemli kaynağı, tutma (catchment) alanındaki yağıştır. Şekil 5.2'de üç iklim bölgesinde yağış ile yeraltı su seviyeleri arasındaki tipik ilişki görülmektedir. Yağışların daha değişken olduğu ılıman iklimlerdekine kıyasla, tropikal bölge ve çöl iklimlerinde su tablası genellikle daha tutarlı ve daha kolay kestirilebilir konumdadır. Bir şevde iklim ile yeraltı su seviyesi arasındaki ilişkiyi değerlendirirken, duraylılığa sebep olan yağışlar pik yağışlar olduğundan, ortalama yağışın pik olaylarla birlikte değerlendirilmesi gerekir. Yüksek süzülme hızları veren pik yağışlara örnek olarak tayfunlar, şiddetli sağanak yağışlar ve hızlı kar erimesi gösterilebilir. Sahada bu iklimsel koşulların bulunması halinde, tasarımda buna uygun yüksek su basınlarının kullanılması ya da yüksek kapasiteli drenaj sistemleri tasarlanması önerilir.

Yağışa ek olarak, yeraltı suyunun kaynakları Şekil 5.1'de görüldüğü gibi komşu nehirler, atık barajları, rezervuarlar veya denizler olabilir. Büyük yeraltı suyu kütlesi bulunan yerlerde su tablası altında veya yakınında başarıyla işletilmekte olan birkaç büyük taş ocağı ve açık ocak madeni bulunmaktadır (örnek; California'da Dutra Madencilik ve Kanada'da Granisle ve Island Bakır şirketleri). Ancak, bu tür işletmelerde ocak içinde önemli miktarda su birikebilmekte ve su basıncından dolayı duraysızlıklar gelişebilmektedir.

Şekil 5.2 Yeraltı su seviyesi ile yağış arasındaki ilişki (Davis ve DeWiest, 1966'dan değiştirilmiş).

Bir şevde yeraltı suyunu etkileyen diğer faktör, kaya türlerinin dağılımı ile birlikte fay dolgusu, eklem takımlarının devamlılığı ve erime boşluklarının varlığı gibi yapısal jeolojik ayrıntılardır. Bu özellikler, bir şevde akitard ve akifer olarak adlandırılan düşük ve yüksek hidrolik iletkenlik bölgelerine neden olabilir. Bu konular daha ayrıntılı olarak Altbölüm 5.4'te bölüm içinde daha sonraki başlıklar altında ele alınmıştır.

5.3 Hidrolik İletkenlik ve Akım Ağları

Şev tasarımında yeraltı suyu etkilerinin dahil edilmesi gerektiği durumlarda, bir kaya kütlesindeki su basınçlarının dağılımı ile ilgili veri toplama konusunda iki yaklaşım kullanılabilir:

(a) Kaya kütlesindeki hidrolik iletkenlikten hareketle yeraltı suyu akış paterninin ve yeraltı suyu kaynaklarının yorumla ortaya çıkarılması.
(b) Sondaj kuyularında veya su kuyularında su seviyesinin doğrudan ölçümü veya sondaj kuyularına yerleştirilen piyezometrelerle su basıncının ölçülmesi.

Şev duraylılığında suyun önemli etkisinden dolayı, ayrıntılı bir duraylılık analizine girişmeden önce, basınçların olası aralığının en iyi tahmininin yapılması gereklidir. Eklemli kaya kütlesinde yeraltı suyu akışını kontrol eden çok sayıda faktör mevcut olup, bu kitapta sadece genel ilkelere yer verilebilmiştir. Yeraltı suyu koşulları için ayrıntılı çalışmalar gerekli olduğu takdirde, yeraltı suyu akış analizi için Freeze ve Cherry (1979) ve Cedergren (1989) ile, kuyu aletlendirmesi için Dunnicliff (1993) gibi kaynaklardan ilave veriler sağlanması önerilir.

5.3.1 Hidrolik İletkenlik

Jeolojik ortamda yeraltı suyu akışını ve su basıncının dağılımını tanımlayan temel parametre hidrolik iletkenliktir. Bu parametre, suyun malzeme içindeki akış hızını ortamdaki basınç gradyanı ile ilişkilendirir (Scheidegger, 1960; Morgenstern, 1971).

Bir yamaçta su tablası altında Şekil 5.3'deki gibi bir silindirik zemin ve kaya numunesi düşününüz. Numunenin kesit alanı A ve uzunluğu l'dir. Bu numunenin uçlarındaki su seviyesinin referans düzlemine göre yüksekliği h_1 ve h_2 olup, birim zamanda numune içinden akan suyun miktarı Q'dur. Darcy yasasına göre, bu numunenin hidrolik iletkenlik katsayısı şu şekilde tanımlanır:

$$K = \frac{Ql}{A(h_1 - h_2)} = \frac{Vl}{(h_1 - h_2)} \qquad (5.1)$$

Burada, V = boşalım hızıdır. (5.1) denkleminde boyutlar yerlerine konulduğu zaman, hidrolik iletkenliğin (K) boyutunun boşalım hızınınki (V) ile aynı (yani; uzunluk/zaman) olduğu görülür. Yeraltı suyu çalışmalarında en sık kullanılan birim cm/s olup, hidrolik iletkenlik

dönüşümüne ilişkin çok sayıda faktör Tablo 5.1'de verilmiştir.

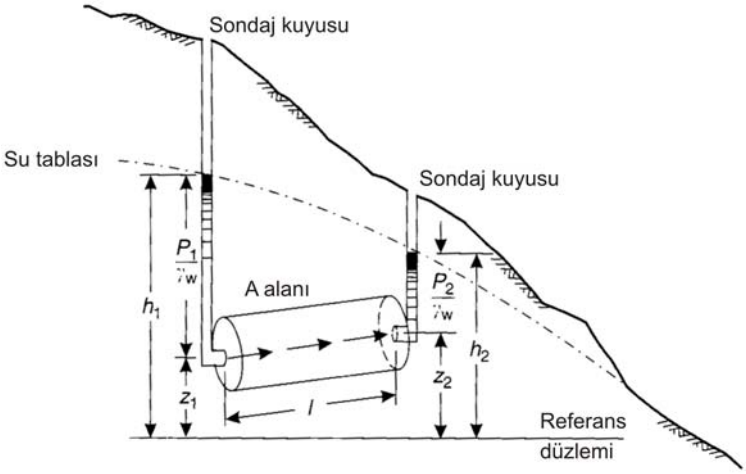
Tablo 5.1 Hidrolik iletkenlik dönüşüm tablosu.

Buna dönüştürmek için	*Bununla çarp*
m/s	$1{,}00 \times 10^{-2}$
ft/s	$3{,}28 \times 10^{-2}$
US gal/gün/ft^2	$2{,}12 \times 10^{4}$
ft/yıl	$1{,}03 \times 10^{6}$
m/yıl	$3{,}14 \times 10^{5}$

(5.1) eşitliği, Şekil 5.3'de görülen numune içinde belirli bir yük altında akan suyun miktarını (Q) göstermek üzere aşağıdaki gibi yeniden düzenlenebilir:

$$Q = \frac{KA(h_1 - h_2)}{l} \qquad (5.2)$$

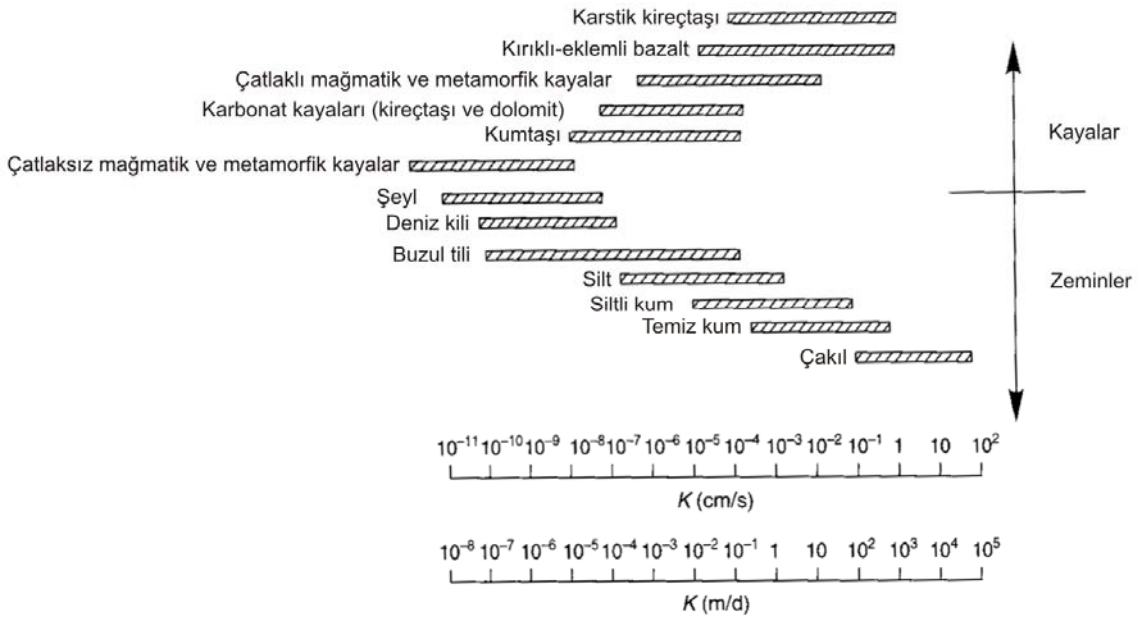
Çoğu kaya türleri için kırıksız kaya içindeki akış ($K_{birincil}$ olarak tanımlanır) ihmal edilebilir; esasen akışın tamamı süreksizlikler boyunca gelişir ($K_{ikincil}$ olarak tanımlanır). Örnek olarak, kırıksız granit ve bazalt için birincil hidrolik iletkenlik yaklaşık 10^{-10} cm/s iken; iri taneli, kötü çimentolanmış kumtaşları için bu değer 10^{-4} cm /s kadar yüksek olabilir. İkincil hidrolik iletkenlik terimi kaya kütlesi içindeki akışa işaret eder ve hem kırıksız kayada (şayet varsa) hem de süreksizliklerdeki akışı içerir. Süreksizliklerin devamlılık, yarık genişliği ve dolgu özelliklerine bağlı olarak bu koşullar çok geniş bir aralıkta değişen ikincil hidrolik iletkenlik değerleri verirler. Örnek olarak, birincil iletkenliği çok düşük olan granit genellikle sıkı, temiz ve devamlılığı düşük eklemler içerir; bu nedenle, ikincil hidrolik iletkenliği de düşüktür. Bunun aksine, kumtaşındaki birincil iletkenlik önemli olabilir; devamlı tabakalanma düzlemlerinin varlığı, tabakalanma yönünde yüksek ikincil geçirgenlik verebilir. Çatlaklı kayadaki akış konusunda daha ayrıntılı açıklama için Altbölüm 5.4'e bakınız.



Şekil 5.3 Hidrolik iletkenliğin tanımı için Darcy Yasası'nın görsel sunumu.

Değişik kaya türlerine ait ikincil hidrolik iletkenlik değerlerinin tipik aralıkları zeminlerinki ile birlikte Şekil 5.4'te verilmiştir. Jeolojik malzemelerin hidrolik iletkenliklerindeki değişim logaritmik olarak 13 derece olup, tek bir kaya türünün kendi içindeki değişimi 4 dereceye kadar çıkabilir. Bu durum, şevler içinde su akış miktarları ve basınçların kestirilmesindeki güçlüğü gösterir.

Şekil 5.3'e göre, herhangi bir noktadaki toplam yük (h); basınç (P) ve bir referans düzlemine göre yükseklik (z) cinsinden ifade edilebilir. Bu parametreler arasındaki ilişki,



Şekil 5.4 Değişik jeolojik malzemelerin hidrolik iletkenlikleri (Atkinson, 2000).

$$h = \frac{P}{\gamma_w} + z \qquad (5.3)$$

şeklinde ifade edilir. Burada, γ_w = suyun birim ağırlığıdır. Toplam yük (h) bir kuyuda suyun boru içinde yükseldiği seviyeyi temsil eder.

Darcy yasası gözenekli ortama uygulanabilir; buna göre, kırıksız kayada ve kaya kütlelerinde makroskopik ölçekteki yeraltı suyu akışını incelemek amacıyla kullanılabilir. Ancak, akışın laminer olması gerekir; bu nedenle, Darcy yasası bireysel bir kırıktaki doğrusal olmayan veya çalkantılı akışa uygulanamaz.

5.3.2 Gözeneklilik

Bir kaya veya zeminin toplam hacmi (V_T), katıların hacmi (V_s) ile boşluk hacminden (V_v) oluşur. Bir jeolojik malzemenin gözenekliliği (n) aşağıdaki orandan ibarettir:

$$n = V_v / V_T \qquad (5.4)$$

Kayaların gözenekliliği genellikle zeminlerinkinden küçüktür. Bir örnek olarak, kum ve kilin gözenekliliği %25-50 aralığındadır. Bir kıyaslama yapmak açısından, çatlaklı bazalt ve karstik kireçtaşında %5-50 aralığında iken, yüksek yoğunluklu kristalin kayada genellikle %0-5 aralığındadır.

Gözenekliliğin kaya şevlerindeki önemi, drenaj sistemlerinin tasarımı aşamasındadır. Meselâ, gözenekliliği düşük bir granit içine yerleştirilen drenler su basınçlarını azaltmak için sadece küçük miktarda boşalım gerektirirken, karstik kireçtaşındaki drenler çok büyük miktarda su boşaltsa bile su tablasında fazla bir değişime neden olmayabilir.

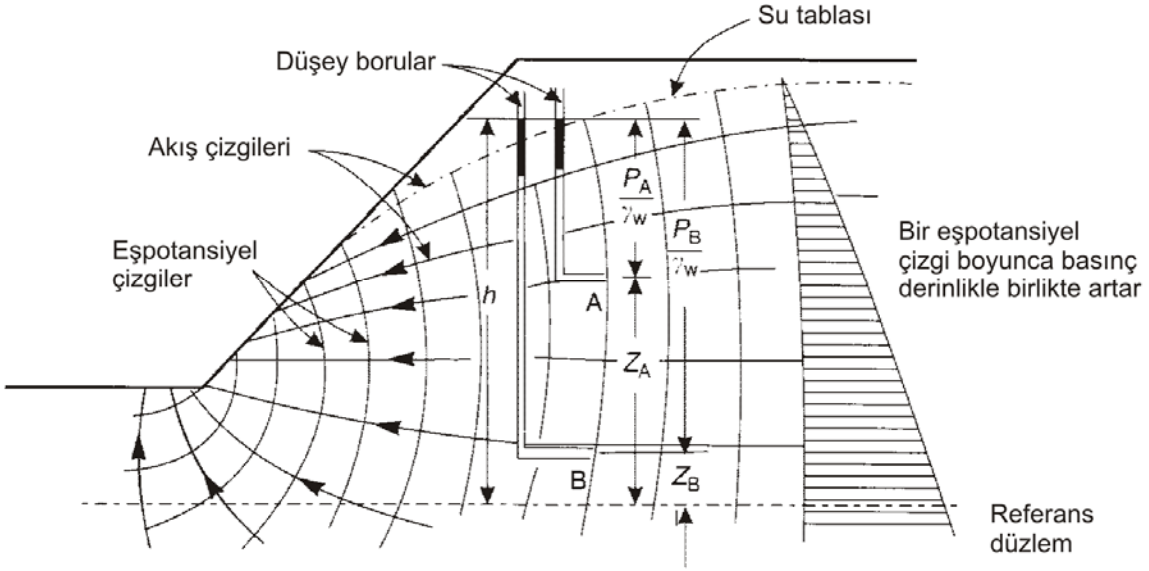
5.3.3 Akım Ağları

Bir kaya veya zemin kütlesinde yeraltı suyu akışının grafik temsili akım ağı olarak bilinir; tipik bir örnek Şekil 5.5'te verilmiştir. Bir akım ağı, aşağıda verildiği gibi birbiriyle kesişen iki takım çizgi içerir:

(i) *Akış çizgileri* doygun kaya veya zeminde akan suyun takip ettiği yollardır.

(ii) *Eşpotansiyel çizgiler* toplam yükün aynı olduğu noktaları birleştiren çizgilerdir. Şekil 5.5'de görüldüğü gibi, aynı eşpotansiyel çizgi üzerinde *A* ve *B* noktalarında nihayetlenen düşey borulardaki su seviyesi aynıdır. (5.3)

eşitliğine göre toplam yük (h) basınç yükü (P/γ_w) ile referans düzlemi yukarısındaki kot yükünün (z) toplamı olduğundan, A ve B noktalarındaki su basınçları aynı değildir. Bir eşpotansiyel çizgi boyunca su basınçları derinlikle birlikte artar.



Şekil 5.5 Bir şevde iki boyutlu akış.

Akım ağlarının tüm koşullara uygulanabilen özellikleri söz konusu olup, akım ağlarını çizerken kullanılmalıdır. Birincisi, eşpotansiyel çizgilerin geçirimsiz sınırlara dik ve sabit yük sınırlarına paralel olmasıdır. İkincisi, birbirine komşu eşpotansiyel çizgiler arasında tekdüze bir yük kaybı söz konusudur. Üçüncüsü, eşpotansiyel çizgiler ile akış çizgileri birbirini dik açılarla keser; hidrolik iletkenliğin izotrop olduğu kayalarda kenarları eğrisel kareler verirler. Şekil 5.5'deki bir akım ağında eşpotansiyel çizgiler yeraltı suyu basıncının şev içinde nasıl değiştiğini gösterirler; birbirine komşu akış çizgileri arasındaki akış miktarı eşittir.

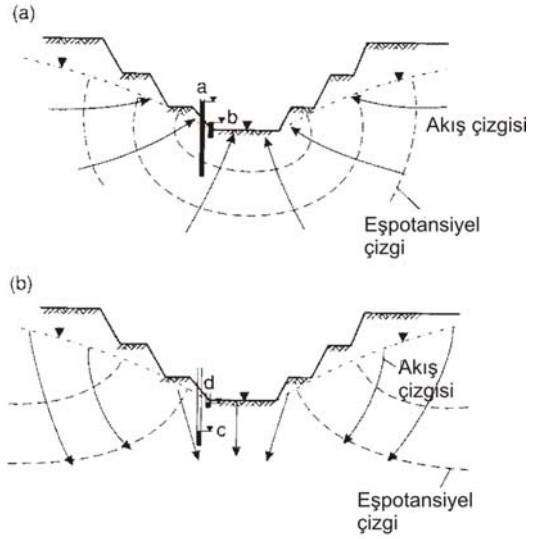
Kaya şevlerinde basınçların dağılımını incelemede akım ağlarının uygulanmasına bir örnek Şekil 5.6'da verilmiştir. Ocakların bir beslenme alanında yer alması halinde, akım ocağa doğru olur; ocak tabanı altında artezyen koşulları gelişebilir (a, b). Bunun aksine, boşalım alanlarındaki ocaklarda akış ocaktan uzaklaşacak şekilde olup, ocak tabanı altında düşük basınç gelişir (c, d).

Akım ağlarının çizimi veya hesaplamalarına dair kapsamlı bilgi verilmesi bu kitabın amacının dışındadır; bu konu ile ilgilenen okuyucunun daha fazla bilgi için Cedergren (1989), Haar (1962) ve Freeze ve Cherry'ye (1979) başvurması önerilir. Akım ağlarını çizmede grafik yöntemlerin kullanımı bir şevde jeolojinin ve drenaj sistemlerinin yeraltı suyu koşullarına olası etkisini anlamada çoğu zaman önemli bir adımdır.

5.4 Çatlaklı Kayada Yeraltı Suyu Akışı

Altbölüm 5.2'de hidrolik iletkenlik konusunda açıklandığı gibi, çatlaklı kaya kütlelerinde yeraltı suyu akışı, çoğu kırıksız kayaların birincil hidrolik iletkenliğinin çok düşük olmasından dolayı, başlıca süreksizlikler boyunca gelişir. Bu nedenle, kaya kütlelerinin iletkenliği süreksizliklerin özelliklerinden etkilenir; bu ortamlarda akışın olabilmesi için, süreksizliklerin devamlılığının açıklıktan büyük olması gerekir. Şekil 5.7'de iki düşey ve bir yatay

olmak üzere üç süreksizlik takımı içeren bir kaya kütlesi görülmektedir; burada, düşey eklemlerdeki devamlılık açıklıktan büyük olsa da, yatay takımda devamlılık açıklıktan küçüktür. Bu koşullarda düşey yöndeki hidrolik iletkenlik yatay yöndekinden önemli ölçüde büyüktür.



Şekil 5.6 Bölgesel boşalım (a) ve beslenme (b) alanlarındaki açık ocaklarda yeraltı suyu koşulları.

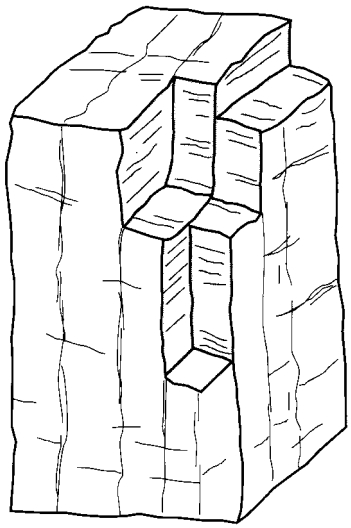
Çatlaklı kayada akış analizi, ya Darcy yasasının türetilmesinde ve akım ağlarının çizilmesinde olduğu gibi kayanın *sürekli* bir ortam olarak ya da laminer akışın bireysel süreksizliklerde geliştiği *sürekli olmayışlık* varsayılmasıyla gerçekleştirilebilir. Süreksizliklerin açıklığının, kayanın hidrolik olarak granüle ortam gibi davranmasını sağlayacak kadar küçük olması halinde ve akım da çok sayıda süreksizlikte gerçekleşecek şekilde, kayanın sürekli ortam gibi davrandığı kabul edilebilir.

5.4.1 Temiz, Pürüzsüz Süreksizliklerde Akış

Kayadaki fisürlerde suyun akışı Huitt (1956), Snow (1968), Louis (1969), Sharp (1970), Maini (1971) ve diğer araştırmacılar tarafından ayrıntılı biçimde incelenmiştir. Bunun bir sonucu olarak, konunun yeraltı nükleer atık depolama tesislerinin tasarımı ile ilişkisi üzerine kapsamlı araştırmalar yapılmış; bu çalışmalar da çatlaklı kayada sıvı akışına dair bir hayli bilgi girdisi sağlamıştır. Ancak, buradaki açıklamanın amacı açısından; bir dizi paralel, pürüzsüz ve temiz süreksizliğin eşdeğer hidrolik iletkenliğini (Davis, 1969) belirlemek üzere problem basitleştirilmiştir. Bu diziye paralel hidrolik iletkenlik,

$$K \approx \frac{ge^3}{12\nu b} \qquad (5.5)$$

eşitliği ile ifade edilir. Burada, g = yerçekimi ivmesi (9,81 m/s^2), e ve b süreksizlik yarık genişliği ve açıklığı ve ν = kinematik viskozite katsayısıdır (20^{0}C'da saf su için 1,01 x 10^{-6} m^2/s).

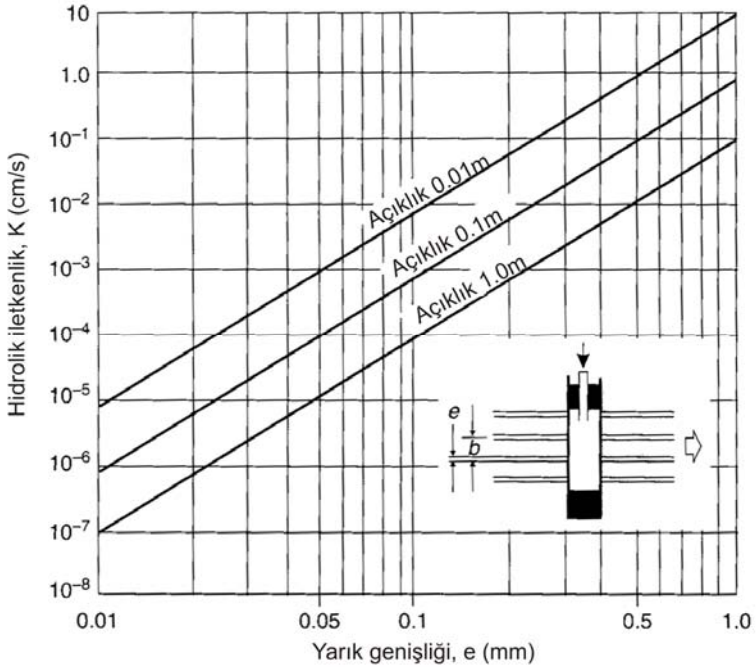


Şekil 5.7 Devamlı düşey çatlaklar içeren ve düşey hidrolik iletkenliği nispeten yüksek olan kaya kütlesi (Atkinson, 2000'den değiştirilmiş).

Paralel bir süreksizlik dizisinin yarık genişliği ve açıklık ile ilişkili eşdeğer iletkenliği Şekil 5.8'de görülmektedir. Hidrolik iletkenlik yarık genişliğinin üçüncü kuvveti ile orantılı olduğundan, yarık genişliğinde (sözgelimi) kayada artan gerilmeden dolayı meydana gelebilecek küçük değişimler iletkenliği önemli ölçüde azaltır. Bu koşul, yüksek gerilmelerin yarık genişliğini azalttığı ve şev içinde su basıncı

artışına neden olduğu, çok eğimli bir şevin topuğunda gelişebilir.

Şekil 5.4 ve 5.8'de (5.5) eşitliğinin kaya kütlelerinde gerçek hidrolik iletkenliklere uygulanması görülmektedir. Bir örnek olarak, kumtaşının hidrolik iletkenliği 10^{-6} cm/s iken, kırıklı ve çatlaklı bazaltınki yaklaşık 10^{-2} cm/s'dir. Hidrolik iletkenlikte logaritmik olarak dört derecelik fark, eklem açıklığının 1 m'den 0,1 m'ye azalmasına ve yarık genişliğinin de 0,02'den 0,2 mm'ye artmasına bağlanabilir.



Şekil 5.8 Eklemlerin yarık genişliği (*e*) ve açıklığının (*b*) bir kaya kütlesinde pürüzsüz, paralel eklem takımı yönündeki hidrolik iletkenliğe (*K*) etkisi.

Süreksizlik yarık genişliği ve hidrolik iletkenlik arasındaki ilişki Çin'de Three Gorges Projesi'nde gemi iskele inşaatında incelenmiştir. Bu inşaatta sağlam, eklemli granitte 170 m kadar derin, paralel kazılar yapılmıştır (Zhang vd., 1999). Kazılar iskelelerin duvarlarındaki kayalarda rahatlamaya ve eklemlerde açılmaya neden olmuş; bunların sonucunda hidrolik iletkenlik 18 kat artmıştır. Kazının düşey duvarlarında 2 MPa'lık destek basıncı uygulaması hidrolik iletkenlikte yerinde koşullara kıyasla sadece 6 kat azalıma neden olmuştur.

5.4.2 Dolgulu Süreksizliklerde Akış

(5.5) eşitliği sadece düzlemsel, pürüzsüz ve paralel süreksizliklere uygulanır ve çatlak sistemleri için en yüksek eşdeğer hidrolik iletkenliği temsil eder. En düşük eşdeğer hidrolik iletkenlik dolgulu süreksizliklerde gelişir ve aşağıdaki ilişki ile ifade edilir:

$$K = \frac{eK_f}{b} + K_r \tag{5.6}$$

Burada, K_f = dolgunun hidrolik iletkenliği ve K_r = kırıksız kayanın hidrolik iletkenliğidir. (5.6) eşitliğindeki K_r terimi, akışın hem kırıksız kayada hem de süreksizlikler boyunca olduğu yerlerdeki koşulları hesaba katmak üzere formüle dahil edilmiştir.

(5.5) ve (5.6) eşitlikleri süreksizlik düzlemleri boyunca su akışının ilkelerini ortaya koysa da, bu basit model gerçek çatlaklı kaya kütlelerinin hidrolik iletkenliğini hesaplamada kullanılamaz. Kayada yeraltı suyu akışını modelleme yöntemleri,

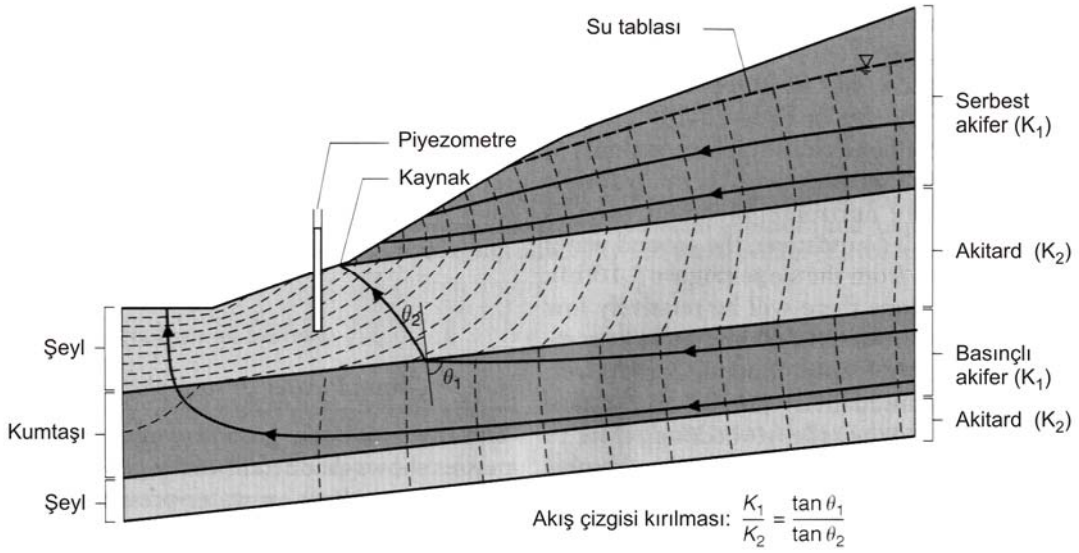
süreksizlik karakteristiklerinin üç boyutta oluşabilme aralığını benzeştirmek üzere, probabilistik teknikler kullanılarak geliştirilmiştir. Bu modellere bir örnek, FRACMAN'dır (Dershowitz vd., 1994; Wei vd., 1995).

5.4.3 Heterojen Kaya

Şekil 5.9'da az eğimli kumtaşı ve şeyl ardalanması görülmektedir. Az sayıda devamlı süreksizlik içeren ince taneli şeylin hidrolik iletkenliği düşük olup, *akitard* olarak adlandırılır. Bunun aksine, iri taneli ve geçirimliliği nispeten yüksek olan kumtaşı da *akifer* olarak adlandırılır. Şeyl ve kumtaşının hidrolik iletkenlikleri arasındaki önemli farktan dolayı, buradaki kaya kütlesi heterojendir. Heterojen kayadaki akım ağları, akış çizgilerinin geçirgen formasyonları takip etmesi ve geçirgenliği düşük formasyonları da mümkün en kısa yoldan geçmesi nedeniyle, Şekil 5.5'deki basit ağın değişkenmesiyle elde edilirler. Eşpotansiyel çizgileri yükün önemli bir bölümünü geçirgenliği düşük formasyonda, az bir kısmını da geçirgenliği yüksek formasyonda kaybetme eğilimindedirler. Bu davranış biçimi, göreceli iletkenliklere bağlı olarak, akış çizgilerinin formasyon sınırlarında aşağıdaki ilişkiye göre kırılmasına neden olur:

$$\frac{K_{\text{kumtaşı}}}{K_{\text{şeyl}}} = \frac{\tan\theta_1}{\tan\theta_2} \qquad (5,7)$$

Kırılma açıları θ_1 ve θ_2 Şekil 5.9'da iletkenlik oranı K_1/K_2=10 için verilmiştir.



Şekil 5.9 Eğimli kumtaşı ve şeyl tabakalarının oluşturduğu akifer ve akitardlarda su akışı ve basınç dağılımı (Dr. P. Ward; çizim: W. Zawadzki).

Şekil 5.9'da verilen akış koşullarının özellikleri şu şekildedir: Birincisi, üstteki serbest akiferde akış kumtaşı içinde eğim aşağı yönde akma eğiliminde olup, yamacı kumtaşı-şeyl dokanağında terk eder. Vadi duvarındaki bu sızma çizgisi dokanağın yeri hakkında bir ipucudur. İkincisi, altta bulunan basınçlı akiferdeki akış, vadiye göre eğim yukarı konumdaki kaynaktan beslenmekte; kumtaşında artezyen meydana getirmektedir. Bu koşul, alttaki kumtaşı içinde bir piyezometre yerleştirmek suretiyle sergilenebilir; piyezometre içindeki su, piyezometrenin eriştiği eşpotansiyel çizginin zemin yüzeyini kestiği seviyeye yükselir. Üçüncüsü, basınçlı akiferdeki akış sınırda

kırılır ve vadi tabanında dışarı çıkmak üzere yukarıya şeyl içine doğru akar.

5.4.4 Anizotrop Kaya

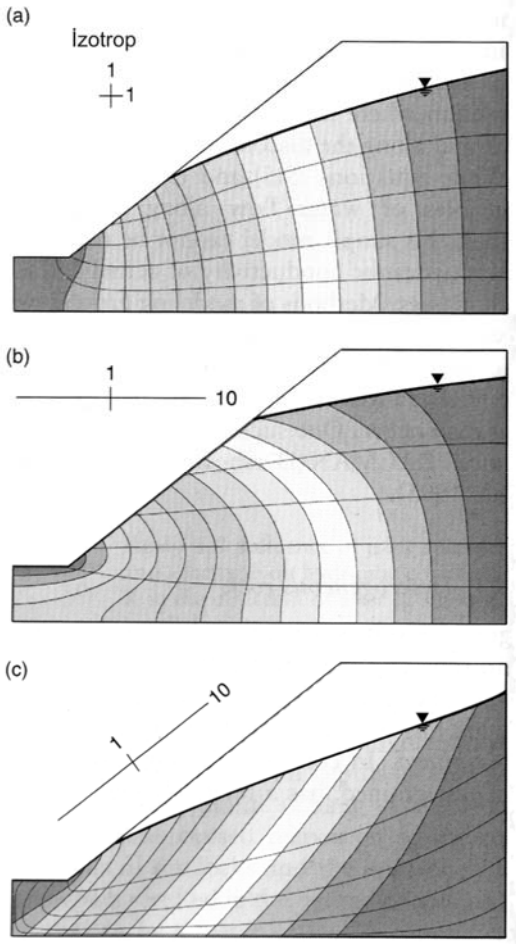
Şekil 5.7'de görülene benzeyen ve içindeki bir veya daha fazla sayıdaki süreksizlik takımının iletkenliğinin diğerinden daha yüksek olduğu formasyonlarda kaya kütlesi *anizotrop* hidrolik iletkenlik sergiler. Şekil 5.7'de görülen kaya için düşey hidrolik iletkenlik yatay yöndekinden önemli ölçüde büyük olacaktır. Anizotrop hidrolik iletkenlik, akım ağı üzerinde akış çizgileri ve eşpotansiyel çizgiler tarafından oluşturulan ve daha büyük hidrolik iletkenlik yönünde uzayan kareler ile tasvir edilir. Genelde, akış çizgisi-eşpotansiyel çizgi karelerinin görüntü oranı $(K_1/K_2)^{1/2}$'ye eşittir.

İzotrop ve anizotrop kayalardaki akım ağlarına örnekler Şekil 5.10'da verilmiştir. Bu koşulların şev duraylılığı açısından önemi şu şekildedir: Birincisi, yatay tabakalı kumtaşı gibi, yatay yönde hidrolik iletkenliğin büyük olduğu kayada yeraltı suyu yamaçtan kolaylıkla dışarı çıkabilir [Şekil 5.10(b)]. Bu koşullarda, potansiyel kayma yüzeyleri üzerinde izotrop durumdakine kıyasla nispeten düşük su basınçları söz konusudur. İkincisi, tabakalaşmaya paralel kazılmış şev yüzeyleri gibi, hidrolik iletkenliği şev yüzeyine paralel yönde yüksek olan kayalarda yamaca doğru akış engellenir ve şev içinde yüksek basınçlar gelişir. Şekil 5.10(c)'de görülen şevde hidrolik iletkenliği yüksek tabakalanma düzlemlerini şev yüzeyine bağlayan yatay drenler kullanımı, şev içinde su basınçlarını düşürmede etkili olur.

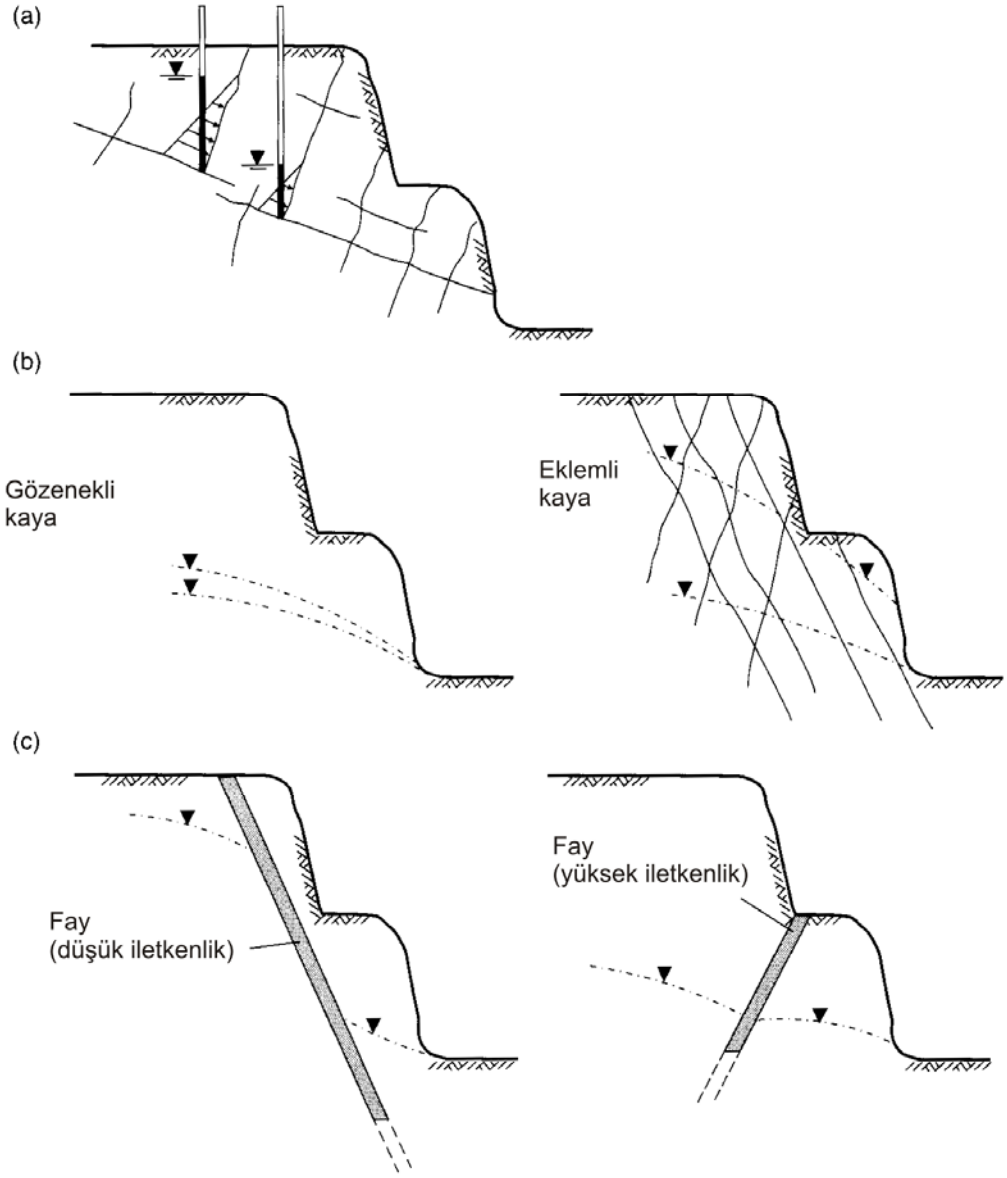
5.4.5 Kaya Şevlerinde Yeraltı Suyu

Kaya kütlelerindeki yeraltı suyu akışına dair açıklamalar, jeolojideki ayrıntıların kaya şevlerdeki su basınçları ve sızma miktarları üzerinde önemli etkisinin olabileceğini göstermiştir. Heterojen ve anizotrop kayalarla ilişkili olan Şekil 5.9 ve 5.10'da görülen koşullara ek olarak, diğer birçok olası yeraltı suyu koşullarının jeoloji ile ilişkisi aşağıdaki gibidir:

(a) Şev yüzü ile bağlantısı olmayan devamlılığı düşük eklemler, devamlılığı daha yüksek olan ve şev ile bağlantılı olduğu için drenaja izin veren eklemlere kıyasla, şev içinde geçici yüksek basınçlar oluşturabilirler [Şekil 5.11(a)]. Devamlı eklemlerin ve kırıkların şev yüzeyine yakın olmasının nedenlerinden birinin patlatma hasarı olduğuna dikkat edilmelidir. Ancak, iletkenlikten dolayı şev duraylılığında herhangi bir iyileşme, muhtemelen kayadaki patlatma hasarı sonucunda duraylılıktaki azalma ile dengelenmektedir.



Şekil 5.10 Hidrolik iletkenliğin izotrop ve anizotrop olduğu şevlerde akım ağları: (a) İzotrop kaya; (b) K_{yatay} = 10 x $K_{düşey}$; (c) $K_{şeve\ paralel}$ = 10 x $K_{şeve\ dik}$ (çizimler: W. Zawadzki).



Şekil 5.11 Şevlerde jeoloji ile yeraltı suyu arasındaki ilişki: (a) Eklemlerde devamlılık ile ilişkili su basıncındaki değişim; (b) gözenekli ve eklemli kayada kazılan şevlerde su tablalarının karşılaştırılması; (c) iletkenliği düşük yeraltı suyu bariyerleri ve iletkenliği yüksek yeraltı drenleri olarak faylar (Patton ve Deere, 1971).

(b) Kayanın gözenekliliği, bazı yağış olaylarına tepki olarak su tablasının geçici seviyelerini etkiler [Şekil 5.11(b)]. Gözenekli bir kaya kütlesinde süzülen su, sonuçta su tablasında hafif bir artış olacak şekilde kayada tutulur. Bunun aksine, eklem açıklığı geniş sağlam kayada gözeneklilik düşük olup, yeraltı suyu akışı eklemleri çabucak doldurur ve şev içindeki basıncı arttırır. Çok eğimli yamaç yüzeylerinde, özellikle yamaç gerisinde suyun donması ve genişlemesi halinde, aşırı yağışlardan hemen sonra kaya düşmeleri yaygındır.

(c) Kil ve bozuşmuş kaya içeren fayların iletkenliği düşük olabilir ve arkasında yüksek su basınçlarının geliştiği yeraltı suyu bariyerleri olarak çalışırlar. Bunun aksine, ezikli ve parçalı kaya içeren faylarda iletkenlik büyük olabilir ve bu

zonlar bir dren olarak çalışabilir [Şekil 5.11(c)]. Fayın her bir tarafındaki su basıncının ölçülmesi, bu yapıların hidrolik özelliklerini ortaya koyar.

5.5 Su Basıncının Ölçülmesi

Şevlerin duraylılığında su basıncının önemi önceki bölümlerde vurgulanmıştı. Duraylılık için güvenilebilir bir tahminin elde edilmesi gerekirse veya şev duraylılığının drenaj ile kontrol edilmesi gerekli ise, şev içindeki su basınçlarının ölçülmesi gerekir. Bu tür ölçümler en uygun şekilde piyezometreler ile yapılmaktadır. Piyezometreler genellikle sondaj kuyularında olmak üzere yerin belirli bir derinliğine kadar indirilen, sadece yakın alandaki yeraltı suyu basıncına tepki veren, diğer lokasyonlardaki yeraltı suyu basınçlarına tepki vermeyen aletlerdir. Piyezometreler ayrıca Altbölüm 5.6'da tanımlandığı gibi değişik hidrolik yük deneyleri kullanarak kaya kütlelerinin hidrolik iletkenliklerini ölçmede de kullanılabilir.

Aşağıda, bir kaya şevde su basınçlarını ölçmek üzere piyezometre yerleştirme planı yapılırken göz önüne alınabilen birçok faktör verilmiştir:

(a) Sondaj kuyusu, içinde yeraltı suyu akma olasılığı bulunan süreksizlikleri kesecek şekilde yönlendirilmelidir. Örnek olarak, devamlı tabakalar içeren fakat eklemlerinin devamlılığı düşük olan bir sedimenter kayada sondaj kuyusu tabakaları kesmelidir.

(b) Piyezometrenin filtre zonu kaya kütlesinin süreksizlikler içerdiği yerlerde konumlanmalıdır. Meselâ, şayet sondaj karotları mevcutsa, yeraltı suyu akışının yoğunlaştığı çatlaklı veya makaslamalı zonları bulmak üzere bu karotlar incelenmelidir. Piyezometrenin masif kayada konumlandığı yerde az sayıda süreksizlik olması halinde yeraltı su basınçları hakkında derlenen bilgi de az olabilir. Süreksizlikleri kesme ihtiyacından dolayı, kayadaki filtre zonunun uzunluğu genellikle zemindekinden daha uzundur.

(c) Piyezometre yerleştirilmesinde göz önüne alınabilir diğer jeolojik özellikler fay zonlarıdır. Ezilmiş kaya içermeleri hakkında bunlar su akış devresi gibi çalışabilirler; kil dolgu içermeleri halinde ise yeraltı suyu akışı için bariyer oluşturabilirler. Hidrolik iletkenliği yüksek faylar durumunda, filtre zonu fay üzerine yerleştirilebilir; hidrolik iletkenliği düşük faylarda ise, olası basınç farklarını belirlemek üzere filtre zonları fayın her iki tarafında yer alabilir.

(d) Piyezometre sayısı veya tek bir piyezometrede filtre zonları sayısı jeolojiye göre belirlenebilir. Örnek olarak, hidrolik iletkenliği düşük şeyl ve hidrolik iletkenliği oldukça yüksek olan kumtaşı içeren bir sedimenter istifte her bir kaya zonunda filtre yerleştirmek gerekebilir.

(e) Hidrodinamik zaman gecikmesi, bir piyezometre düşey borusunda yük dalgalanması kaydetmek için gerekli su hacmidir. Zaman gecikmesi başlıca piyezometrenin tip ve boyutlarına bağlı olup, hidrolik iletkenliği düşük kayada önemli olabilir. Düşey boru piyezometrelerinde hidrodinamik zaman gecikmesi diyafram piyezometrelerindekinden daha uzundur; çünkü, bunlarda gözenek veya eklem suyunun daha fazla hareketinin kaydedilmesi gerekir.

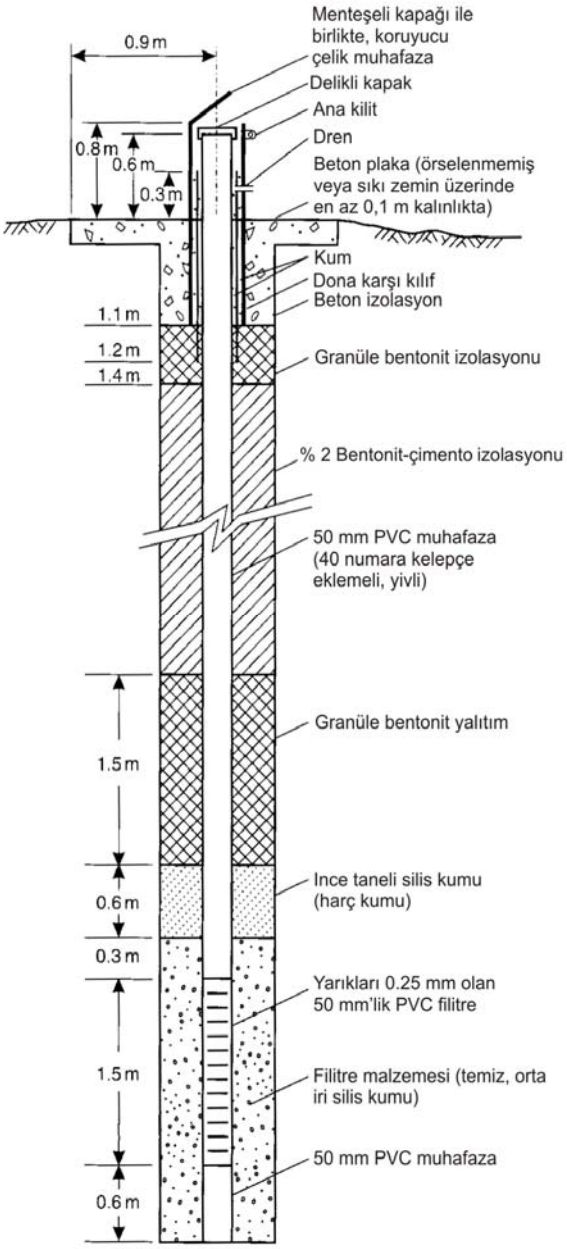
(f) Piyezometrelerin, basınç dalgalanmalarının muhtemelen önemli olmadığı eklem suyu basıncının ölçümünde kullanıldığı kaya şevlerde bir düşey boru piyezometresinin kullanılması daha uygundur. Ancak, piyezometrenin amacı yeraltı suyu basınçlarının bir dizi yatay dren gibi bir drenaj sistemine tepkisini ölçmek veya yağışa tepki olarak geçici su basınçlarını belirlemek ise, böyle durumlarda zaman gecikmesi çok daha kısa olan bir diyafram piyezometresi daha uygun olabilir.

(g) Tamamlama zonundaki filtre malzemesi kaya türü ile uyumlu olmalıdır. Kil şeylleri ve bozuşmuş mikalı kayalardaki filtre malzemeleri, kuyunun duvarlarından yıkanma ile gelen bozuşma ürünleri ile tıkanmayacak şekilde ince taneli olmalıdır.

(h) Piyezometre tiplerini seçmede diğer faktörler maliyet ve güvenilirliktir. Düşey boru piyezometrelerin yerleştirilmesi kolay ve seviye okumaları da nispeten ucuz kuyu düdükleri ile yapılabilirken, havalı ve titreşen tel tipi piyezometreler pahalı olup, daha pahalı okuma üniteleri gerektirirler. Yamacın hareket ettiği ve piyezometrelerin işlevini yitirdiği durumlarda, ekonomik olması açısından düşey boru piyezometrelerinin yereştirilmesi tercih edilebilir.

Aşağıda, piyezometre tipleri ve bunların kullanılabileceği koşullar hakkında kısa bir bilgi verilmiştir (Dunnicliff, 1993).

- *Gözlem kuyuları*: Kaya kütlesinin geçirgenliği iri taneli kumtaşı ve çok çatlaklı kayalardaki gibi yaklaşık 10^{-4} cm/s'den büyük ise, yeraltı suyu basınçları açık kuyularda gözlenebilir. Gözlem kuyularının temel kısıtlaması, katmanlar arasında düşey bir bağlantı sağlamaları ve uygulamalarının da sadece yeraltı suyu basıncının derinlikle birlikte devamlı arttığı tutarlı bir şekilde geçirgen kayalar ile sınırlı olmasıdır. Gözlem kuyuları kayalardaki yeraltı suyu basınçlarını izlemede nadiren kullanılmaktadır.
- *Düşey boru piyezometreleri*: Bir düşey boru piyezometresi, alt kısmı delikli olan ve kaya ile iyi hidrolik bağ sağlamak üzere etrafı temiz çakıl veya kum ile doldurulan, belirli uzunluktaki bir plastik borudur (Şekil 5.12). Piyezometrenin su basıncının ölçüldüğü nokta olan delikli kısmı, bu kısmın etrafındaki temiz kumun kirlenmesini önlemek için, kuyunun geri kalan kısmından bir bentonit izolasyonu ve bir filtre katmanı ile ayrılır. Bentonit genellikle su dolu delikte şişmeden önce önemli derinliklere kadar düşebilen sıkıştırılmış küçük toplar şeklinde yerleştirilir. Çok derin kuyularda, topların etrafında bir koruyucu tabaka oluşturmak ve şişmeyi geciktirmek amacıyla bentonit topları petrole batırılabilir. Bunun yanında, yaklaşık 300 m'den daha derin kuyular için yalıtım malzemesi olarak çimento tercih edilir.



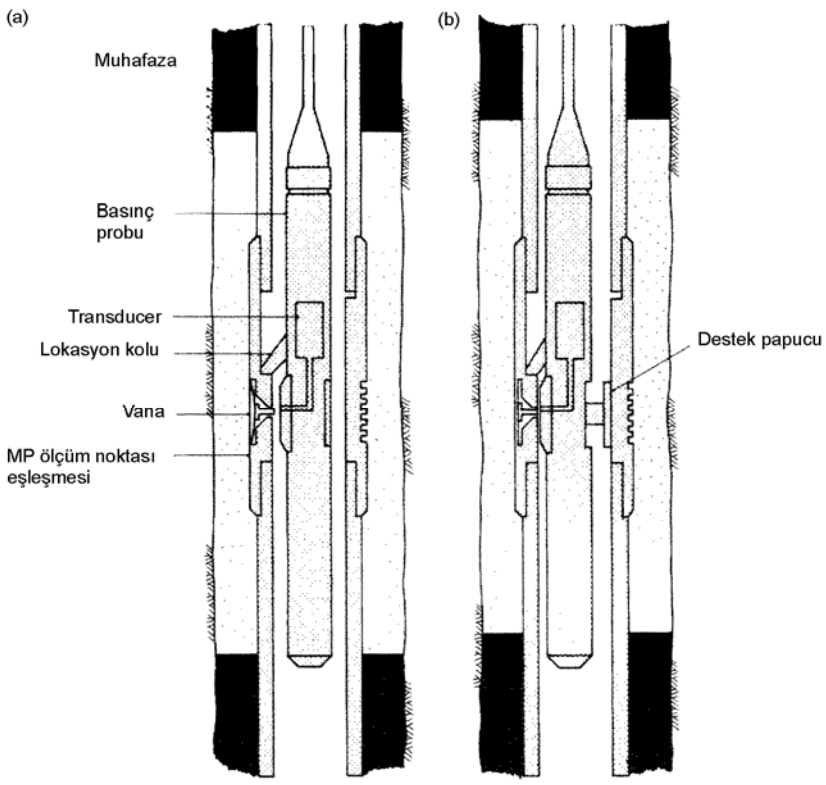
Şekil 5.12 Tipik bir düşey boru piyezometresinin yerleştirilmesi.

Düşey boru piyezometresindeki su seviyesi; iki ucu çıplak olan, bir pil ve ampermetreden oluşan elektrik devresine bağlanan, ölçeklendirilmiş bir elektrik kablosundan oluşan kuyu düdüğü ile ölçülebilir. Çıplak uçlar suya değdiği zaman devre kapanır ve akım ampermetrede kaydedilir. Bu tür bir piyezometrenin avantajları basit ve güvenilir olmasıdır; dezavantajları ise, kuyu tepesinde bir girişin bulunması gerektiği ve iletkenliği düşük kayada önemli zaman gecikmesinin meydana gelebileceğidir.

- *Havalı piyezometreler*: Hızlı bir tepki zamanı, havalı piyezometreler kullanılarak elde edilebilir. Bu aletler bir vana topluluğu ile bu vanaları yüzeye bağlayan bir çift borudan oluşurlar. Vana, su basıncını ölçmek üzere piyezometrenin yalıtılmış kısmına yerleştirilir. Bu aletin çalışma ilkesi, yalıtılmış kesimdeki diyafram üzerinde hava basıncı su basıncına eşit olana kadar hava borusundan aşağıya hava basılması ve vananın açılarak dönüş tüpünde havanın geri gelmesi şeklindedir. Vanayı açmak için gerekli basınç, yüzeydeki bir manometreden okunur.

  Havalı piyezometreler iletkenliği düşük kayalar için elverişli olup, okumalar uzaktan yapılabildiği için, kuyu muhafazası dışında boşluk bulunmayan kuyularda özellikle yararlıdır. Bu tür bir piyezometrenin dezavantajları, gerek yerleştirme ve gerekse çalıştırma sırasında boruların hasar görme riski ile birlikte kalibre edilmiş bir okuma ünitesine gerek duyulmasıdır.
- *Elektronik algılayıcılar*: Bu aletlerle yapılan su basıncı ölçümleri çok hızlı tepki zamanı ve kaydetme fırsatı sağlar ve sonuçları şevden önemli bir mesafe uzakta işlemeye olanak verir. Elektrik algılayıcılarının yaygın tipleri, basıncı önemli bir hassasiyet derecesinde kaydeden birim deormasyon komparatörleri ile titreşen telli komparatör saatleridir. Yerleştirme işleminden önce tüm algılayıcıların iyice test edilmesi ve kalibrasyonlarının yapılması önerilir. Ayrıca, bu hassas elektrik aletlerinin uzun dönem güvenilirliğinin şevin tasarım ömrü kadar olmayabileceği ve bunların bakımının yapılması ile gerekli olduğu zaman değiştirileceği hatırdan çıkarılmamalıdır.
- *Teleskobik piyezometreler*: Hidrolik iletkenlikleri farklı kaya türlerinde kazılan şevlerde genellikle basıncı düşük alanlar içinde yüksek yeraltı su basınç zonları bulunabilir. Böyle durumlarda, kuyu içindeki su basıncının birkaç noktada okunması arzu edilebilir. Bu işlem, tek bir kuyu içinde delikli zonlar arası bentonit veya çimento ile yalıtılmış çoklu düşey boru yerleştirmek suretiyle başarılabilir. Bir NX kuyusuna en çok üç düşey boru yerleştirilebilir; daha fazlası için filtre ve etkin yalıtım yerleştirilmesi çok zor olur.

Bir sondaj kuyusunda değişik noktalarda su basıncı ölçmenin diğer bir yolu, hidrolik iletkenlik ölçümüne ve su numunesi alımına olanak veren Multi-port (MP) sisteminin kullanılmasıdır (Black vd., 1986) (Şekil 5.13). MP sistemi modüler bir çoklu-seviyeli izleme aleti olup, vanalı çıkışları olan tek bir kapalı giriş tüpü şeklindedir. Vanalı çıkışlar tek muhafaza borulu kuyuda değişik seviyelere erişim sağlar ve modüler tasarım da bir sondaj kuyusunda arzu edildiği kadar çok sayıda izleme zonlarına izin verir. Sistem, kuyu içinde kalıcı olarak yerleştirilmiş muhafaza borusu bileşenleri ile basınç algılayıcıları ve kuyu içine sarkıtılan numune alma probları ile özel aletlerden oluşmaktadır. Muhafaza bileşenleri değişik uzunluklardaki muhafaza borularını, basınç ölçme veya numune alma amaçlı iki çeşit vanalı çıkış manşonlarını kapsar. Çıkış üniteleri bir kuyu içinde izleme zonları arasını bir çift paker ile yalıtma veya anülüsü çimento enjeksiyonu ya da bentonit ile yalıtmak suretiyle izole edilebilir. MP sistemi kuyularda 1200 m derinliklere kadar kullanılmaktadır.



Şekil 5.13 Probun basınç ölçümü alacak şekilde konumlandırıldığı çoklu seviyeli piyezometre (MP sistemi, Westbay Instruments) yerleştirilmesi (Black vd., 1986). (a) Ölçüm manşonu seviyesindeki prob; (b) manşon dışında sıvı basıncı ölçümü.

5.6 Hidrolik İletkenliğin Arazide Ölçümü

Bir şevden yeraltı suyu boşalımı veya drenaj sistemi tasarımındaki hesaplamalar için, bir kaya kütlesinin hidrolik iletkenliğinin belirlenmesine ihtiyaç duyulur.

Şevlerin duraylılığının değerlendirilmesinde önemli olan, kaya kütlesinde yeraltı suyunun hacminden ziyade su basıncıdır. Herhangi bir noktadaki su basıncı o noktadaki kaya kütlesinin hidrolik iletkenliğinden bağımsız olsa da, o noktaya erişen yeraltı suyunun takip ettiği yola bağımlıdır (Şekil 5.9 ve 5.10). Bu nedenle, hidrolik iletkenliğin dağılımı açısından kaya heterojenliği ve anizotropisi, bir şevde su basınç dağılımının hesaplanması açısından önemlidir.

Çatlaklı kayadaki yeraltı suyu akışı başlıca süreksizliklerde geliştiği için, hidrolik iletkenlik ölçümlerinin yerinde yapılması gerekir; çatlaklı kaya kütlesindeki akışı laboratuvarda benzeştirmek mümkün değildir. Aşağıda, yerinde iletkenlik deneyi olarak en çok kullanılan iki yöntemin kısa tanımlamaları verilmiştir. Bunlar, yük deneyleri ile pompaj deneyleridir. Hidrolik iletkenlik deneyleri için ayrıntılı prosedürler literatürde bulunabilir; bu deneyler genellikle hidrojeoloji alanında uzman kişilerce yapılır.

5.6.1 Değişken Yük Deneyleri

Bir kaya kütlesi içindeki bir "noktada" hidrolik iletkenliği ölçmek için, o noktadaki yeraltı suyu koşullarının ve orijinal koşulların tekrar tesis edilmesi için geçen zamanın değişmesi gerekir. Bu deneyler, bir kuyuda yapılabilen en elverişli deneyler olup, deney süresi bir şevdeki genel kaya kütlesi özelliklerini temsil edebilir; ya da deney zonu bir fay gibi özel bir jeolojik yapı olarak seçilebilir. Deneyin önemli bir şartı, kuyu duvarının temiz olması ve süreksizliklerin kuyu kırıntısı ya da sondaj çamuru ile tıkanmamasıdır. Bunun için kuyunun yıkanması ve sondajdan bir süre sonra çürüyen ve geride temiz bir kuyu bırakan

polimer çamuru kullanılması gerekir (bkz. Altbölüm 3.6.2).

Deney Konfigürasyonları: Çok sayıda kuyu deney konfigürasyonu mümkündür. Bir kuyuya yerleştirilen bir piyozemetre kuyu sonunda bir zonu [Şekil 5.14(a)] veya kuyu yukarısında bir noktayı yalıtır. Her ne kadar jeolojik koşulların deney uzunluğu boyunca tutarlı olması gerekli ise de, hidrolik iletkenlik ölçümlerini çıplak kuyularda yapmak da mümkündür [Şekil 5.14(b)].

Deney Prosedürü: Değişken yük deneyi için prosedür, önce sükunetteki su seviyesinin belirlenmesidir; bu seviye, bir sondaj kuyu yerindeki su tablasının statik denge seviyesidir [Şekil 5.14(a) ve (b)]. Sondaj sırasında sirkülasyon suyunun pompalanması bu dengeyi bozar ve dengenin yeniden sağlanması için yeterli zaman verilmez ise, bulunan geçirgenlik sonuçları hatalı olur. Denge sağlandıktan sonra, su seviyesini değiştirmek için düşey boruya ya da kuyuya su eklenebilir (basma deneyi) veya su çekilebilir (çekme deneyi). Deneylerin su tablası yukarısında yapılması halinde, bir basma deneyi yapılması gerekli iken, formasyondan suyun dışarı (kuyu içine) akışı kırıkların tıkanmasını asgariye indireceğinden, su tablası atında çekme deneyi tercih edilir.

Kuyudaki su seviyesini 1-2 m değiştirmek ve su seviyesinin denge düzeyine erişim hızını ölçmek için, kuyuya su eklenir veya kuyudan su çekilir. Şekil 5.14(a)'da görülen deney için hidrolik iletkenlik (K) aşağıdaki genel ilişkiden hesaplanır:

L/R > 8 için $$K = \frac{A}{F(t_2 - t_1)} \ln\left(\frac{h_1}{h_2}\right) \qquad (5.8)$$

Buradaki F şekil faktörüdür. Yarıçapı R ve deney zonu uzunluğu L olan bir sondaj kuyusu için şekil faktörü şöyle ifade edilir:

$$F = 2\pi L / \ln(L/R) \qquad (5.9)$$

(5.8) eşitliğinde A = düşey borunun kesit alanı ($A = \pi r^2$) ve r = düşey borunun iç çapıdır. Çekme deneyindeki t_1 ve t_2, dengedeki su tablası altında su seviyesinin h_1 ve h_2 derinliklerinde olduğu zamanlardır. h_1 ve h_2 diferansiyel yükleri ile birlikte başlangıçtaki denge yükü h_0 Şekil 5.14(a)'da tanımlanmış; suyun muhafaza borusu içinde zamanla yükselimine dair yarı logaritmik grafik de Şekil 5.14(c)'de verilmiştir.

Şekil 5.14'de görülen deney tipleri, makul derecede tekdüze kayalarda hidrolik iletkenlik ölçümü için uygundurlar. Anizotrop hidrolik iletkenlik katsayıları bu deneylerde doğrudan ölçülemezse de, aşağıda görüleceği gibi, hesaplamalarda bu anizotropi için tolerans verilebilir. Düşey ve yatay hidrolik iletkenlikler (K_v ve K_h) tahmin edilebilirse, m oranı aşağıdaki gibi hesaplanabilir:

$$m = (K_h / K_v)^{0,5} \qquad (5.10)$$

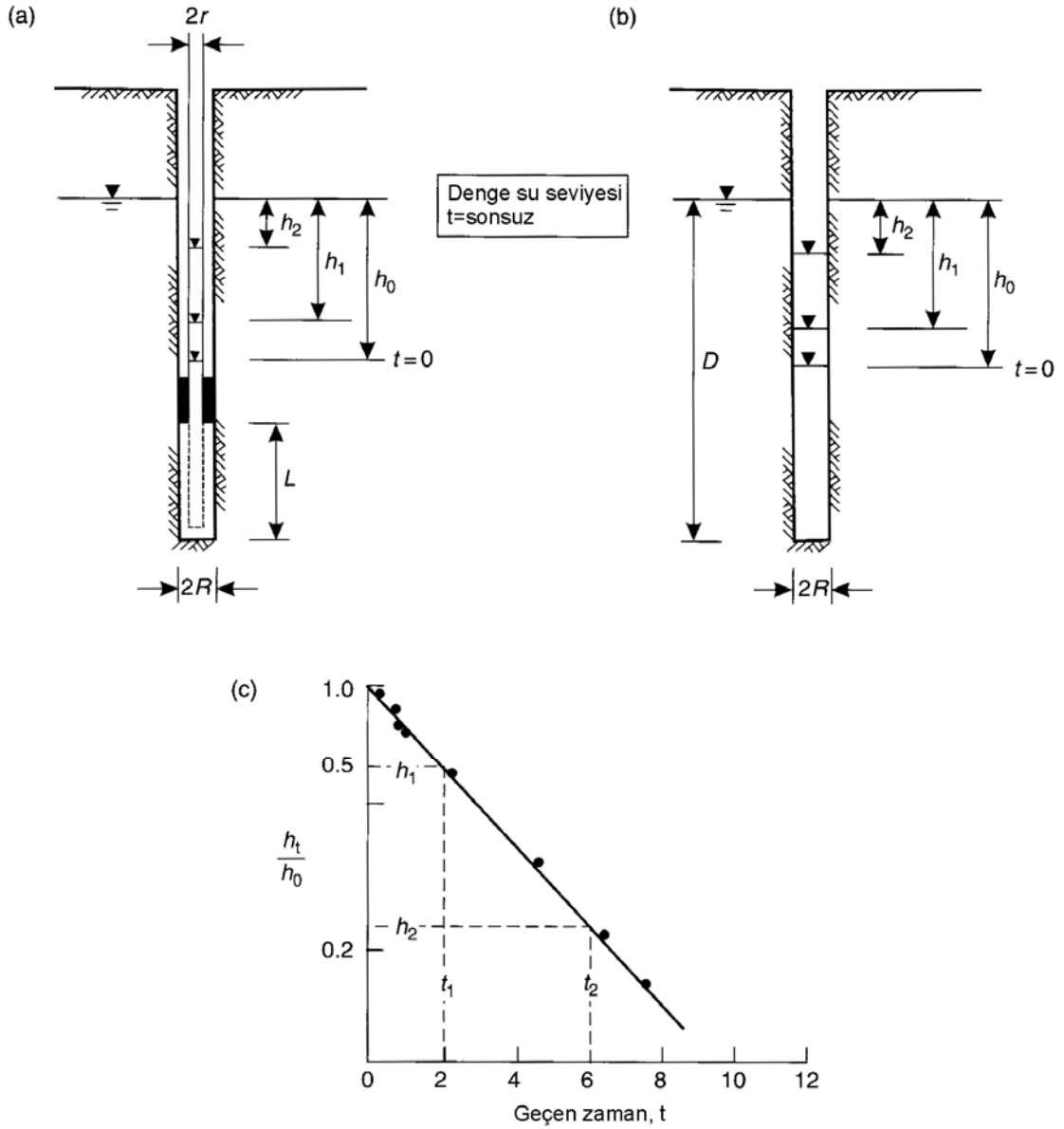
(5.9) eşitliğindeki şekil faktörü de aşağıdaki gibi değişkenir:

$$F = 2\pi L / \ln(Lm/R) \qquad (5.11)$$

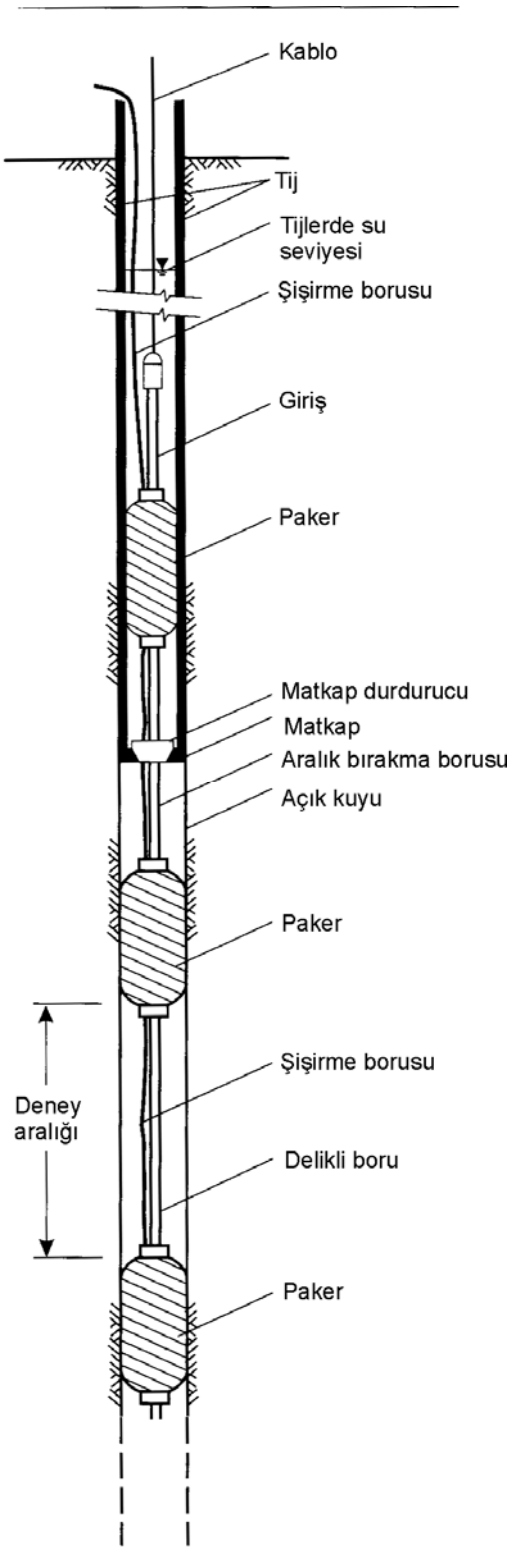
F'nin bu değeri (5.10) eşitliğinde yerine konulduğu zaman, hidrolik iletkenliğin (K) hesaplanan değeri $(K_v \times K_h)^{0,5}$ ile verilen ortalama hidrolik iletkenlik olur.

Paker Deneyleri: İletkenlik deneylerinin bir sondaj kuyusunda belirli lokasyonlarda yapılması gerektiği zaman, kuyu içinde herhangi bir yerde konumlandırılan pakerler kullanılarak deney zonu istenilen uzunlukta izole edilebilir (Şekil 5.15). Paker deneyleri üçlü paker sistemleri kullanılarak elmaslı sondaj sırasında da yapılabilir. Üçlü paker sistemi tijler içinden indirilir ve deney matkaptan daha aşağıda bir seviyede yapılır. Paker sistemi, 1 m uzunluğundaki şişebilir kauçuk pakerlerden oluşur. Buradaki 1 m uzunluk, paker arkasında sızma riskini en aza indirmeye yeterlidir. Alttaki iki paker delikli çelik boru ile birbirine bağlanır. Borunun uzunluğu arzu edilen deney zonu uzunluğuna bağlıdır. Ortadaki ve üstteki pakerler deliksiz boru ile birbirine bağlanır. Paker sisteminin tamamı bir kablo yardımıyla tijler içinden kuyu içine sarkıtılır; alttaki iki paker matkap

içinden çıplak kuyuya geçerken, üstteki paker karotiyerin alt ucunda kalır. Üç paker daha sonra kuyu içinden aşağıya kadar inen küçük çaplı tüpten sağlanan azot ile şişirilir. Şişirilen pakerler, paker topluluğunu tij sistemine bağlar ve matkabın altında kuyunun belirli bir kesimini izole eder. Tijlerden suyun çekilmesi halinde, kayadaki formasyon suyu delikli borudan alttaki iki paker ile izole edilen aralığa akar ve tijler içinde tekrar dengeyi sağlar. Suyun bu akışı, zamana bağlı olarak tijler içinde su seviyesi değişimini izlemek suretiyle ölçülür. Sonuçların grafiğe aktarılmış biçimi, Şekil 5.14(c)'deki gibi bir yük yükselim eğrisidir. Cedergren (1989) değişken yük hidrolik iletkenlik deneyi ile ilgili olarak kapsamlı bir çalışma sunmuştur.



Şekil 5.14 Değişken yük deneyleri için hidrolik iletkenliği hesaplama yöntemi: (a) Tamamlanma uzunluğu *L* olan piyezometre; (b) su tablası altında *D* derinliğine kadar açık delik; (c) zamana karşı yük artışı (yükselim) için tipik grafik.



Şekil 5.15 Elmaslı sondaj ile birlikte değişken yük hidrolik iletkenlik deneyleri yapmada uygulanan üçlü paker düzenlemesi (Wyllie, 1999).

5.6.2 Pompa Deneyi

Sondaj kuyularında yapılan iletkenlik deneylerindeki başlıca kısıtlamalar, kuyu çevresinde sadece küçük hacimde bir kayanın test edilmesi ve kaya kütlesi anizotropisinin belirlenmesinin mümkün olmamasıdır. Bu güçlüklerin ikisi de, bir sondaki paragrafta açıklandığı gibi, pompaj deneyleri ile aşılabilmektedir.

Bir pompaj deneyi, pompa ile teçhiz edilmiş bir düşey kuyudan ve bu kuyuyu çevreleyen kaya kütlesindeki su seviyesinin ölçülebildiği bir dizi piyezometreden oluşur. Piyezometreler, yeraltı suyu koşulları üzerine etkisi olan jeolojik yapılar belirlenebilecek şekilde düzenlenebilir. Örnek olarak, piyezometreler fayın her bir tarafına ya da tabakalanma düzlemleri gibi devamlı süreksizlik takımlarına paralel ve dik yönlerde yerleştirilebilir. Pompaj kuyusu ve gözlem kuyuları için en iyi lokasyonun seçimi için iyi bir deneyim ve yargı gereklidir; sadece kapsamlı jeolojik incelemeler yapıldıktan sonra gerçekleştirilmelidir.

Deney prosedürleri kuyudan düzenli olarak su çekilmesini ve hem pompaj kuyusunda hem de gözlem kuyularında su seviyesindeki düşüşün ölçülmesini içerir. Deneyin süresi kaya kütlesinin geçirgenliğine bağlı olarak sekiz saat gibi kısa süreden birkaç hafta gibi uzun bir süreye kadar değişebilir. Pompaj durduğu zaman, bir statik seviyeye ulaşılana kadar tüm kuyulardaki su seviyeleri belirlenir (bu, deneyin yükselim aşaması olarak bilinir). Düşüm (veya yükselim) ile zaman ilişkisi Cedergren (1989), Todd (1959), Jacob (1950) ve Theis (1935) tarafından tanımlanan yöntemler kullanılarak geçirgenlik değerlerini bulmada kullanılabilir.

Bir pompaj deneyi için gerekli maliyet ve zamandan dolayı, bu deneyler kaya şev mühendisliğinde nadiren yapılmaktadır. Bir pompaj deneyi yapmanın gerekli olduğu yere örnek olarak, bir heyelanı iyileştirmek üzere açılması planlanan drenaj galerisinin fizibilitesinin değerlendirilmesidir. Yeraltı su

seviyesini ölçmek üzere piyezometrelerin yerleştirilmesi ve hidrolik iletkenliği ölçmek üzere kuyularda değişken yük deneyleri yapılması, şev tasarım amaçları için yeraltı suyu koşulları hakkında genellikle yeterli bilgi sağlamaktadır.

5.7 Örnek Problem 5.1: Jeoloji ve İklim Koşullarının Su Seviyesine Etkisi

Verilen

Şekil 5.16'da izotrop ve çatlaklı kayada değişik işletme ve iklim koşulları altında açılan bir kaya yarması görülmektedir; bunların her birinde şev tepesi gerisinde yüzey suyu yatay yer yüzeyinden aşağı süzülmektedir (Terzaghi, 1962). Şekil 5.16(a)'daki şev yakın geçmişte kazılmış olup, kazıdan önce yeraltı su seviyesi yüzeyden sığ bir derinlikte ve yatay konumdadır. Şekil 5.16(b) ve (c)'deki şev, yeraltı suyu koşulları dengeye ulaşabilecek kadar uzun zamandır kazılı vaziyette olsa da, iklimsel koşullar değişkendir. Bu uygulamanın amacı, şevlerde Darcy yasası ile kontrol edilen yeraltı suyu davranışına dayalı olarak su tablasının konumunu çizmeye çalışmaktır.

İstenen

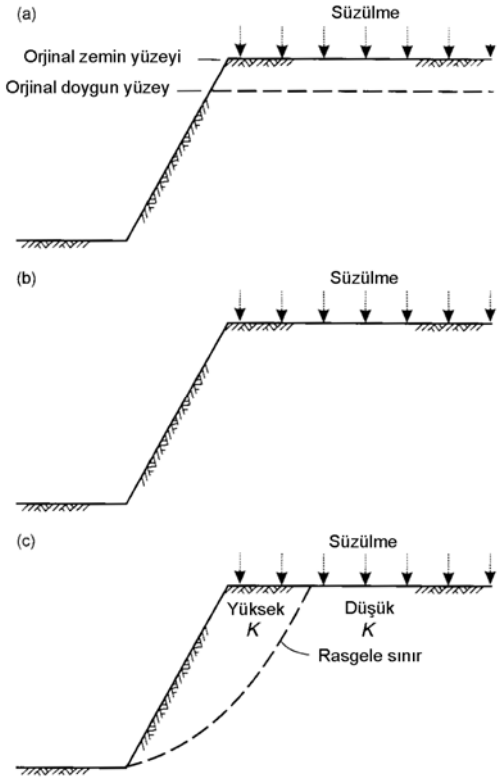
A Şekil 5.16(a)'daki enine kesitte şev kazısından sonra yeraltı suyunun yaklaşık konumunu çiziniz.

B Şekil 5.16(b)'deki enine kesitte aşağıdaki koşullar için yeraltı suyunun yaklaşık konumlarını çiziniz.

- yüksek oranda süzülme, düşük hidrolik iletkenlik
- düşük oranda süzülme, yüksek hidrolik iletkenlik.

C Şekil 5.16(c)'deki enine kesitte aşağıdaki koşullar için yeraltı suyunun yaklaşık konumlarını çiziniz.

- şev yüzünde buzlarla bloke edilmiş eklemler
- aşırı sağanak yağıştan hemen sonra
- yağışlı mevsim
- kurak mevsim.



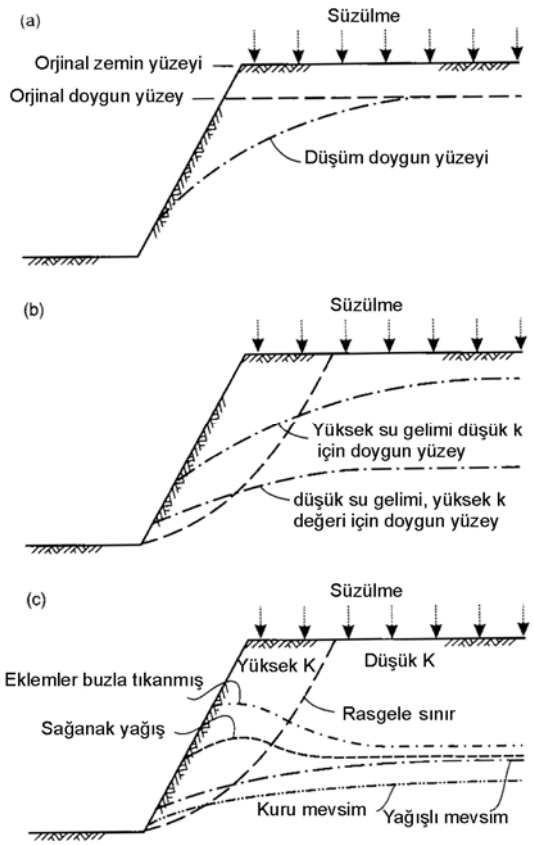
Şekil 5.16 Örnek 5.1 için şev tepesi gerisinde yüzeyden yere süzülme koşullarında kayada açılmış şev.

Çözüm

Şekil 5.17(a), (b) ve (c)'de Şekil 5.16'da verilen değişik koşullar için su tablasının konumları görülmektedir.

Genelde, şev yüzeyine yakın kaya patlatma ile örselenmiş olup, gerilme rahatlamasına maruz kalmıştır; bu nedenle, hidrolik iletkenliği örselenmemiş kayaya göre daha yüksek olacaktır. Hidrolik iletkenlik yüksek olduğu zaman, kaya kolaylıkla drene olur ve su tablasının hidrolik eğimi de nispeten düzdür.

Yüzeyin donması ve suyun da şevden drene olamaması halinde su tablası şev tepesinin gerisinde yükselir. Aşırı süzülme kayanın drene olma hızını aşarsa aynı durum ortaya çıkar.



Şekil 5.17 Örnek 5.1 için Şekil 5.16'da verilen koşullardaki yeraltı su seviyesinin konumları: (a) Kazıdan önce ve sonra yeraltı suyunun konumları; (b) içeri akış ve iletkenlikteki değişimler için yeraltı su seviyesinin göreceli konumları; (c) eklemli kayada değişik iklim koşulları için yeraltı su seviyesinin kuramsal konumları.

Düzlemsel Yenilme

6.1 Giriş

Bir düzlemsel yenilme, gerçek bir şevde bu tür bir yenilme oluşması için gerekli tüm geometrik koşullar çok sık olarak bir araya gelmediği için, kaya şevlerinde nispeten seyrek rastlanılan bir durumdur. Ancak, bu basit yenilme biçimi mekaniğinin göz önüne alınmasından çıkarılacak çok sayıda faydalı dersler olduğundan, iki boyutlu durumu ihmal etmek doğru bir yaklaşım olmayacaktır. Düzlemsel yenilme, şevin kesme dayanımında ve yeraltı suyu koşullarındaki değişimlere karşı hassasiyetini ortaya koymada özellikle önemlidir; bu değişimler, daha karmaşık olan üç boyutlu şev yenilmesi ile çalışıldığı zaman daha az belirgin olan değişimlerdir. Bu bölümde düzlemsel yenilme analiz yöntemi (Altbölüm 6.2 ve 6.3) ile donatılı şevlerin tasarımına uygulanması (Altbölüm 6.4), sismik yer hareketine maruz kalan şevlerin analiz yöntemleri (Altbölüm 6.5) ve probabilistik tasarım yöntemleri (Altbölüm 6.6) üzerinde durulmuştur. Düzlemsel yenilmelerin stabilizasyonunu tanımlayan iki örnek çalışma Bölüm 14'te ele alınmıştır.

6.2 Düzlemsel Yenilme İçin Genel Koşullar

Şekil 6.1'de, bir kaya bloğunun şev yüzeyini kesen bir düzlem üzerinde kaydığı tipik düzlemsel yenilme görülmektedir. Bu çeşit bir yenilmenin oluşabilmesi için, aşağıdaki geometrik koşullar sağlanmalıdır [Şekil 6.2(a)]:

(a) Kaymanın geliştiği düzlemin doğrultusu şev yüzeyine paralel veya paralele çok yakın (yaklaşık $\pm 20^0$ içinde) olmalıdır.

(b) Kayma düzlemi şev yüzeyini kesmelidir; yani, düzlemin eğimi şev yüzeyinin eğiminden küçük ($\psi_p < \psi_f$) olmalıdır.

(c) Kayma düzleminin eğimi, aynı düzlemin sürtünme açısından büyük ($\psi_p > \phi$) olmalıdır.

(d) Kayma yüzeyinin üst ucu ya üst şevi ya da bir çekme çatlağını kesmelidir.

(e) Kaymanın yanal sınırlarını belirlemek için, kaymaya karşı ihmal edilebilir direnç sergileyen salıverme yüzeylerinin bulunması gerekir. Alternatif olarak, kayma düzlemi şevin dışbükey "burnu" boyunca gelişebilir.

6.3 Düzlemsel Yenilme Analizi

Analizde göz önüne alınan şev geometrileri ve yeraltı suyu koşulları Şekil 6.3'de tanımlanmıştır. Buradaki geometriler şu şekildedir:

(a) üst yüzeyde çekme çatlağı içeren şevler
(b) çekme çatlağı eğimli şev yüzeyi üzerinde olanlar.

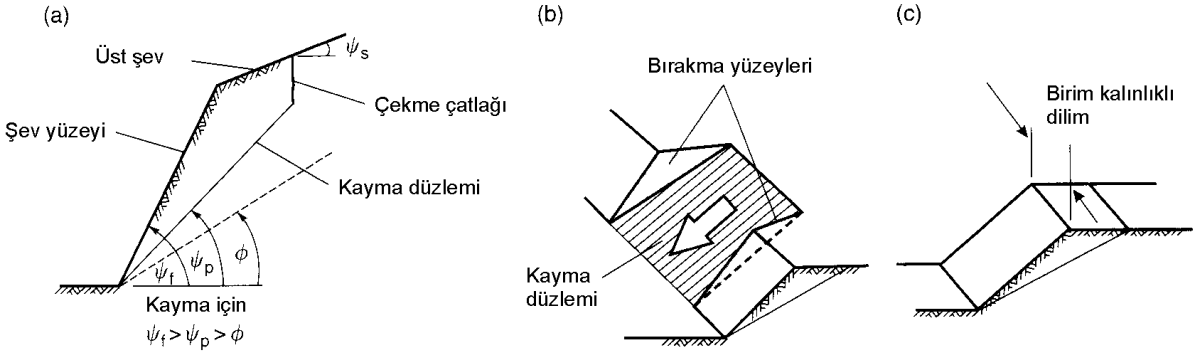
Üst yüzey yatay ($\psi_s = 0$) olduğu zaman, çekme çatlağı tam şev tepesine rastladığında bir koşuldan diğerine geçilir. Bu geçiş koşulu aşağıda verilmiştir:

$$z / H = (1 - \cot\psi_f \tan\psi_p) \qquad (6.1)$$

Burada, z = çekme çatlağının derinliği, H = şev yüksekliği, ψ_f = şev yüzeyinin eğim açısı ve ψ_p = kayma düzleminin eğimidir.

Düzlemsel yenilme analizinde aşağıdaki varsayımlar kullanılır:

Şekil 6.1 Şeylde pürüzsüz, devamlı tabakalanma düzlemleri üzerinde düzlemsel yenilme (Newport, Tennessee yakınında 40 No'lu Otoyolu).



Şekil 6.2 Düzlemsel gerilme sergileyen şevin geometrisi: (a) Düzlemsel yenilme oluşturan düzlemleri gösteren enine kesit; (b) düzlemsel yenilmenin uçlarında salıverme yüzeyleri; (c) duraylılık analizinde kullanılan birim kalınlık kayması.

(a) Kayma yüzeyi ve çekme çatlağının ikisinin de doğrultusu şeve paraleldir.

(b) Çekme çatlağı düşey olup, z_w derinliğine kadar suyla doludur.

(c) Su kayma düzlemine çekme çatlağının tabanından girer, kayma yüzeyi boyunca sızar ve kayma yüzeyinin şev yüzeyini kestiği yerde atmosferik basınçta dışarı çıkar. Çekme çatlağında ve kayma yüzeyi boyunca suyun varlığından dolayı oluşan basınç dağılımı Şekil 6.3'deki gibidir.

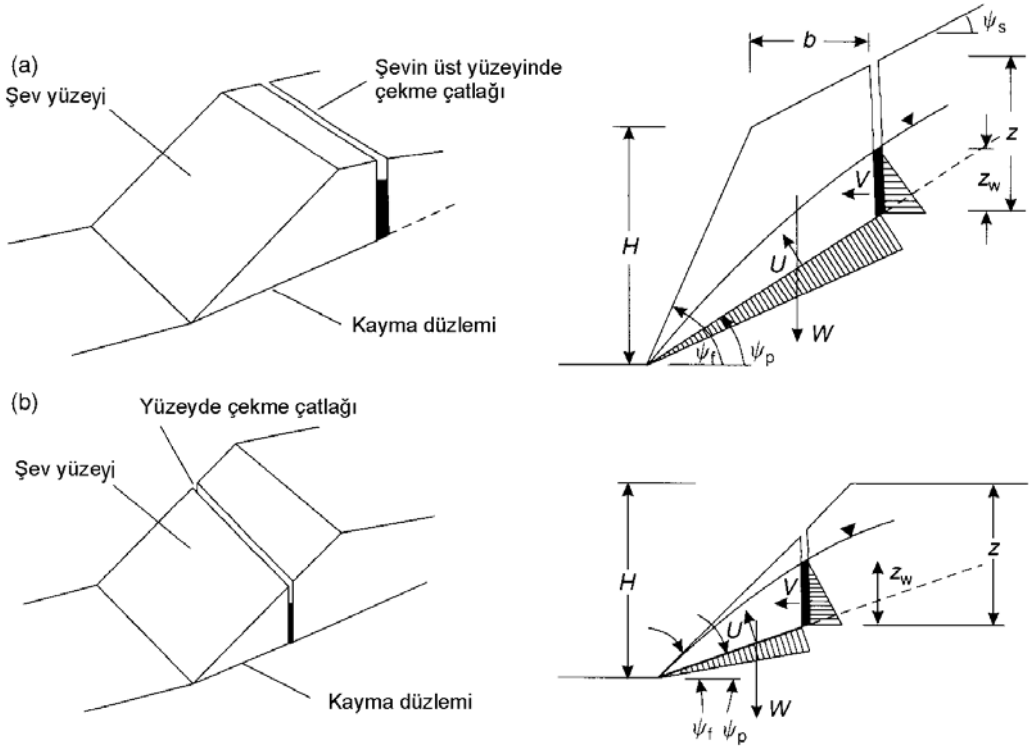
(d) W (kayan bloğun ağırlığı), U (kayma yüzeyinde su basıncından dolayı kaldırma kuvveti) ve V (çekme çatlağında su basıncından ileri gelen kuvvet) gibi kuvvetlerin hepsi de kayan kütlenin merkezine etkirler. Diğer bir deyişle, bloğun dönmesine yol açabilecek momentler yoktur; bu nedenle, yenilme sadece kayma şeklindedir. Gerçek şevler için bu varsayım tam olarak doğru olmasa da, momentlerin ihmal edilmesinden kaynaklanan hatalar ihmal edilebilir derecede küçüktür. Ancak, süreksizlik eğimlerinin yüksek olduğu çok fazla eğimli şevlerde devrilme tipi yenilme (bkz. Bölüm 9) olasılığı hatırdan çıkarılmamalıdır.

(e) Kayma yüzeyinin kesme dayanımı (τ) kohezyon (c) ve sürtünme açısı (ϕ) ile

belirlenir. Bunlar arasındaki ilişki, Bölüm 4'de açıklandığı gibi $\tau = c + \sigma \tan\phi$ şeklindedir. Pürüzlü bir yüzey ya da kesme dayanım zarfı eğrisel olan bir kaya kütlesi durumunda görünür kohezyon ve görünür sürtünme açısı, kayma yüzeyi üzerindeki normal gerilmeyi hesaba katan bir teğet ile tanımlanır.

(f) Yenilen kaya kütlesinin yanal sınırlarında kaymaya karşı bir direnç olmayacak şekilde, salıverme yüzeylerinin mevcut olduğu varsayılır [Şekil 6.2(b)].

(g) İki boyutlu şev problemlerinin analizinde genellikle şev yüzeyine dik açılarda alınmış bir dilim birim kalınlığı göz önüne alınır. Bunun anlamı, şevden geçen bir düşey kesitte kaymanın alanı kayma yüzeyinin uzunluğu ile temsil edilebilir; kayan bloğun hacmi de bloğun kesit alanı ile temsil edilir [Şekil 6.2(c)].



Şekil 6.3 Düzlemsel şev yenilmesinin geometrileri: (a) Üst şevde çekme çatlağı; (b) çekme çatlağı şev yüzeyinde.

Düzlemsel yenilme için emniyet katsayısı şev üzerine etkiyen tüm kuvvetleri kayma yüzeyine paralel ve dik bileşenlere ayırmak suretiyle hesaplanır. Düzlem aşağı yönde etkiyen kesme kuvvetlerinin vektör toplamına (ΣS) kaydıran kuvvetler denir. Toplam normal kuvvetlerin (ΣN) içsel sürtünme açılarının tanjantı ile çarpımı artı kohezyon birlikte *direnen kuvvetler* olarak anılır (bkz. Altbölüm, 1.4.2). Kayan bloğun emniyet katsayısı (F_s), direnen kuvvetlerin kaydıran kuvvetlere oranı olup, aşağıdaki gibi hesaplanır:

$$F_s = \text{direnen kuvvet/kaydıran kuvvet} \qquad (6.2)$$

$$= \frac{cA + \sum N \tan\phi}{\sum S} \qquad (6.3)$$

Burada, c = kohezyon ve A = kayma düzeminin alanıdır.

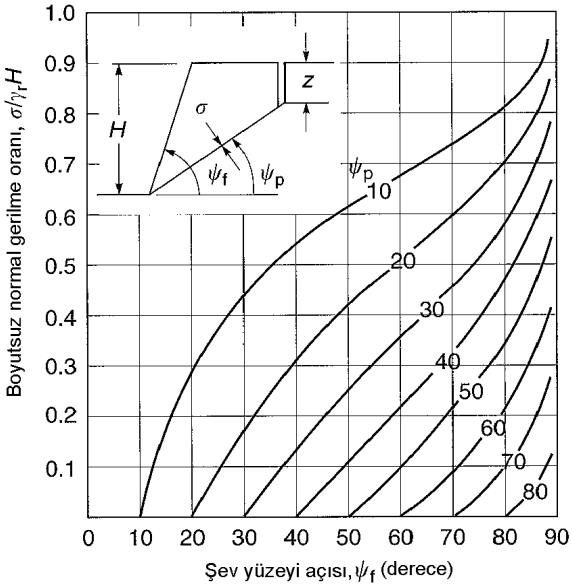
(6.2) ve (6.3) eşitliklerinde sergilenen kavrama dayalı olarak, Şekil 6.3'de görülen şev

konfigürasyonları için emniyet katsayısı aşağıdaki şekilde ifade edilir:

$$F_s = \frac{cA + (W\cos\psi_p - U - V\sin\psi_p)\tan\phi}{W\sin\psi_p + V\cos\psi_p} \qquad (6.4)$$

Buradaki A aşağıdaki gibi ifade edilir:

$$A = (H + b\tan\psi_s - z)\ \mathrm{cosec}\psi_p \qquad (6.5)$$



Şekil 6.4 Bir kaya şevde kayma düzlemi üzerine etkiyen normal gerilme.

Şev yüksekliği H, çekme çatlağı derinliği z olup, çekme çatlağının yeri şev tepesinin b kadar gerisindedir. Çekme çatlağındaki suyun derinliği z_w olduğu zaman, kayma düzlemi üzerine etkiyen su kuvvetleri U ve çekme çatlağındaki V aşağıdaki gibi ifade edilir.

$$U = 0{,}5\gamma_w z_w (H + b\tan\psi_s - z)\ \mathrm{cosec}\psi_p \qquad (6.6)$$

$$V = 0{,}5\gamma_w z_w^2 \qquad (6.7)$$

Burada, γ_w = suyun birim ağırlığıdır.

Şekil 6.3'de verilen iki geometri için kayan bloğun ağırlıkları (W) (6.8) ve (6.9) eşitliklerinde verilmiştir. Eğimli üst yüzeydeki çekme çatlağı [Şekil 6.3(a)] için:

$$W = \gamma_r\,[(1 - \cot\psi_f \tan\psi_p)(bH + 0{,}5\,H^2 \cot\psi_f) + 0{,}5b^2(\tan\psi_s - \tan\psi_p)] \qquad (6.8)$$

Şev yüzündeki çekme çatlağı için [Şekil 6.3(b)]:

$$W = 0{,}5\,\gamma_r\,H^2\,[(1 - z/H)^2 \cot\psi_p \times (\cot\psi_p \tan\psi_f - 1)] \qquad (6.9)$$

Burada, γ_r = kayanın birim ağırlığıdır.

Şekil 6.3 ve (6.4)-(6.9) denklemleri, bir düzlemsel yenilmenin geometrisinin ve yeraltı suyu koşullarının dört boyut (H, b, z, z_w) ve üç açı (ψ_p, ψ_f, ψ_s) ile tanımlanabileceğini göstermektedir. Aşağıda ele alınan yeraltı suyu, kaya ankrajlama ve sismik yer hareketi ile birlikte bu basit modeller, çok geniş bir aralıktaki koşullarda duraylılık hesaplamalarına olanak verirler.

6.3.1 Yeraltı Suyunun Duraylılığa Etkisi

Yukarıdaki açıklamalarda, şev duraylılığını etkileyen tek faktörün çekme çatlağı içindeki ve kayma yüzeyi boyunca bulunan su olduğu varsayılmıştı. Bu yaklaşım, kaya kütlesinin geri kalan kısmının geçirimsiz olduğu varsayımıyla aynıdır; bu varsayım her zaman geçerli olmayabilir. Bu nedenle, üzerinde durulması gereken konu, bu bölümde verilenlerden ziyade su basıncı dağılımıdır. Bazı şartlar altında, bir akım ağı oluşturmak suretiyle, eşpotansiyel çizgilerin kayma yüzeyini kestiği yerlerden yeraltı suyu basınç dağılımları belirlenebilir (Şekil 5.10). Akım ağları geliştirmede yardımcı olan bilgiler; kaya kütlesi geçirgenliği (ve anizotropi), yüzeydeki sızma ve şev yukarısındaki beslenme yerleri ile piyezometrik ölçümlerdir.

Bir şevde gerçek yeraltı suyu basınç ölçümlerinin bulunmadığı durumda, kaya mühendisliği konusunda mevcut bilgiler, kaya kütlesinde yeraltı suyu akış paternleri hakkında kesin bir tanımlama yapmaya yeterli değildir. Buna göre, şev tasarımında emniyet katsayısının gerçekçi yeraltı suyu basınçlarının bir aralığındaki değerlere, özellikle de hızlı beslenmeden dolayı geçici basınç etkilerine duyarlılığı değerlendirilmelidir [Şekil 5.11(b)].

Aşağıda, kaya şevlerinde oluşabilen dört olası yeraltı suyu koşulu ile birlikte su

kuvvetleri U ve V'nin hesaplanmasında kullanılabilen denklemler verilmiştir. Bu örneklerde çekme çatlağında ve kayma düzlemi boyunca su basınç dağılımları idealleştirilmiş olup, herhangi bir şev için en uygun koşulu belirlemede kanaat kullanmak gerekir.

(a) Su tablası çekme çatlağının tabanından yukarıdadır; bu nedenle, su basınçları hem çekme çatlağına hem de kayma düzlemine etkirler. Kayma düzleminin şev yüzeyini kestiği yerde çatlak suyu dışarı çıkarsa, çatlağın tabanından itibaren su basıncının doğrusal bir şekilde azalarak şev yüzeyinde sıfıra düştüğü varsayılır. Bu koşul Şekil 6.3'de gösterilmiş olup, U ile V kuvvetlerini hesaplama yöntemleri sırayla (6.6) ve (6.7) eşitlikleriyle verilmiştir.

(b) Çekme çatlağındaki su basıncı sadece (sözgelimi) uzun ve kurak bir dönem sonunda aşırı sağanak yağışların çatlağı doldurduğu durumlarda gelişir. Kaya kütlesinin kalan kısmının nispeten geçirimsiz olması ya da kayma yüzeyinin geçirgenliği düşük dolgu içermesi halinde, kaldırma kuvveti (U) sıfır ya da sıfıra çok yakın olabilir. Her bir durumda bu geçici koşullar için şevin emniyet katsayısı, U = 0 ve V de (6.7) eşitliğinden bulunmuş olarak (6.4) eşitliğinden bulunur.

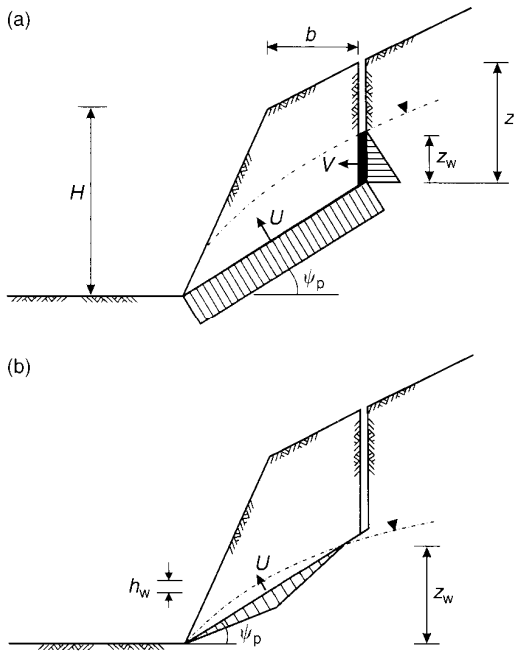
(c) Şev yüzeyindeki yeraltı suyu boşalımı donma ile engellenebilir [Şekil 6.5(a)]. Don nüfuz derinliğinin şev gerisinde sadece birkaç metre olduğu yerlerde şevde su basınçları gelişebilir ve kaldırma kuvveti U Şekil 6.3'de verilen değeri aşabilir. Şekil 6.5(a)'da görülen idealleştirilmiş dikdörtgen su basıncı için, kaldırma kuvveti (U) şu şekilde hesaplanır:

$$U = Ap \tag{6.10}$$

Burada, A = kayma düzleminin (6.5) eşitliğinde verilen alanı ve p = düzlemde (ve çekme çatlağının tabanında) etkiyen basınç olup, aşağıdaki gibi ifade edilir:

$$p = \gamma_w z_w \tag{6.11}$$

Şekil 6.5'de görülen durum nadiren gelişebilse de, emniyet katsayısını düşürebilir; şevdeki su basıncını sınırlamada yatay bir dren sistemi yardımcı olabilir.



Şekil 6.5 Düzlemsel yenilmelerde olası yeraltı suyu basınçları: (a) Topukta engellenen drenaj durumunda düzlem üzerinde gelişen tekdüze basınç; *(b) su tablasının çekme çatlağı altında olduğu durumda kayma düzlemi üzerindeki üçgen basınç.*

(d) Şevdeki yeraltı su seviyesi çekme çatlağı tabanından aşağıdadır; bu nedenle, su basıncı sadece kayma düzlemi üzerine etkir [Şekil 6.5(b)]. Suyun, kayma düzleminin şev yüzeyini kestiği yerde şevi terk etmesi halinde, su basıncı bir üçgen dağılım şeklinde değerlendirilebilir ve kaldırma kuvveti de (U) aşağıdaki gibi hesaplanır.

$$U = \frac{1}{2}\frac{z_w}{\sin\psi_p} h_w \gamma_w \tag{6.12}$$

Burada, h_w = kayma düzleminin doygun kısmının orta noktasında suyun derinliğidir.

6.3.2 Kritik Çekme Çatlağının Yeri ve Derinliği

Analizde, çekme çatlağının konumunun şev üst yüzeyinde veya ön yüzeyinde çekme çatlağının görünen izinden dolayı bilindiği ve derinliği de şevin doğru bir enine kesitini çıkarmak suretiyle bulunabileceği varsayılmıştır. Ancak, çekme çatlağı konumu (sözgelimi) şev tepesinde zemin bulunmasından dolayı bilinmeyebilir veya tasarım için varsayılan bir lokasyon gerekebilir. Böyle durumda bir çekme çatlağının en olası konumunun göz önüne alınması gerekir.

Şev kuru veya neredeyse kuru (z_w / z = 0) olduğu zaman, emniyet katsayısını veren (6.4) eşitliği aşağıdaki gibi değiştirilebilir:

$$F_s = \frac{c \cdot A}{W \sin\psi_p} + \cot\psi_p \tan\phi \qquad (6.13)$$

Kuru bir şev için kritik çekme çatlağı derinliği (z_c), (6.13) eşitliğinin sağ tarafını z / H'ye göre minimuma indirmek suretiyle bulunabilir:

$$\frac{z_c}{H} = 1 - \sqrt{\cot\psi_f \tan\psi_p} \qquad (6.14)$$

Şev tepe noktası gerisinde kritik çekme çatlağının buna karşılık gelen konumu da aşağıdaki ilişki ile ifade edilir:

$$\frac{b_c}{H} = 1 - \sqrt{\cot\psi_f \cot\psi_p} - \cot\psi_f \qquad (6.15)$$

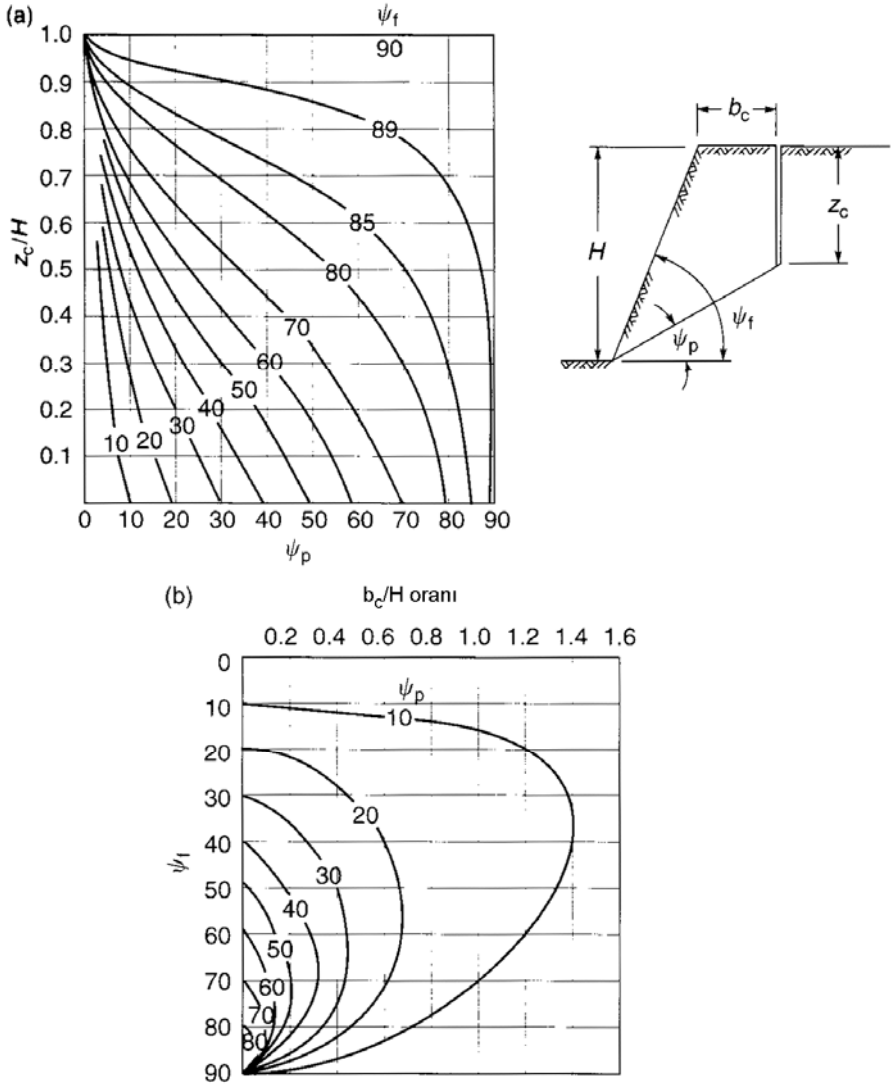
Kuru şevlerde bir dizi boyut aralığı için kritik çekme çatlağı derinlikleri ve lokasyonları Şekil 6.6(a) ve (b)'de grafik şeklinde verilmiştir. Ancak, çekme çatlağının aşırı yağış sırasında oluşması ya da düşey bir eklem gibi daha önceden mevcut jeolojik yapı üzerine gelmesi halinde, (6.14) ve (6.15) eşitlikleri geçerli değildir.

6.3.3 Duraysızlık Belirteci Olarak Çekme Çatlağı

Kaya şev kazılarında çalışma yapan birinin, şev tepesinin gerisinde kimi zaman oluşan çekme çatlağını (Şekil 6.7) kaçırması mümkün değildir. Bu çatlaklardan bazıları onlarca yıl yüzeyde görülebilirken, pek çoklarının da şevin duraylılığı üzerinde herhangi bir olumsuz etkisi olmaz. Bu nedenle, bu çatlakların nasıl oluştuğunun ve şev duraysızlığı hakkında herhangi bir belirtilerinin olup olmadığının göz önüne alınması gerekir.

Barton (1971) eklemli kayalarda yenilen şevler üzerinde yaptığı bir dizi ayrıntılı model çalışmasında, çekme çatlağının kaya kütlesi içindeki küçük kesme hareketlerinin sonucunda oluştuğunu gözlemiştir. Her ne kadar bireysel hareketler çok küçük olsa da, bunların kümülatif etkileri şev yüzeylerinde önemli yerdeğiştirmeler şeklinde kendini göstermiştir; bu etkiler, şev gerisinde düşey eklemlerin ayrılması ve "çekme" çatlakları oluşumu için yeterli olabilir. Çekme çatlağının şevdeki kesme hareketleri sonucunda oluştuğu gerçeği önemlidir; çünkü, bir çekme çatlağı şev yüzünde belirdiği zaman, kaya kütlesi içinde kesme yenilmesinin başlamış olduğu varsayılmalıdır.

Çekme çatlağı oluşumu kaya kütlesi içinde sadece karmaşık bir progresif yenilme sürecinin başlangıcı olduğu ve bu konuda çok fazla bilgi bulunmadığı için, bunların öneminin nicel olarak belirlenmesi imkansızdır. Bazı durumlarda kaya yapısındaki hacimsel genişlemenin kaya kütlesindeki bireysel blokların kenetlenmesiyle birleşiminin sonucunda iyileşen drenajın duraylılıkta artışa neden olma ihtimali yüksektir. Ancak, yenilme yüzeyinin şev yüzeyini kesen bir tabakalanma düzlemi gibi tek bir süreksizlik içerdiği durumda ilk hareketten hemen sonra kesme dayanımında süratli bir azalım meydana gelir. Bunun nedeni, küçük bir hareketin kesme dayanımını pikten rezidüel değere düşürebilmesidir.



Şekil 6.6 Kuru şevde kritik çekme çatlağı lokasyonları: (a) Yarmanın tepesine göre kritik çekme çatlağı derinliği; (b) yarma tepesinin gerisinde kritik çekme çatlağının yeri.

Özet olarak, bir çekme çatlağının varlığı, potansiyel bir duraysızlık belirteci olarak algılanmalı ve önemli bir şev durumunda bu belirteçten hareketle ayrıntılı bir duraylılık incelemesi yapılmalıdır.

6.3.4 Kritik Kayma Düzlemi Eğimi

Bir şevde tabakalanma düzlemi gibi devamlı bir süreksizlik bulunduğu ve eğimi de Şekil 6.2'de tanımlanan düzlemsel yenilme koşullarını sağladığı zaman, şevin duraylılığı bu yapı tarafından kontrol edilecektir. Ancak, böyle bir yapının olmadığı ve kayma yüzeyinin de (şayet kayma olursa) ikincil jeolojik yapıları takip ettiği ve bazı yerlerde kırıksız malzemeden geçtiği durumlarda, böyle bir kayma yüzeyinin eğimi nasıl belirlenebilir?

Bu konuda gerekli birinci varsayım, kayma yüzeyinin şekli ile ilgilidir. Eğimi yaklaşık 45°'den az ve zayıf kayadan ya da zeminden oluşan bir şevde kayma yüzeyinin şekli genellikle daireseldir. Böyle bir kayma yüzeyinin analizi Bölüm 8'de ele alınmıştır.

Şekil 6.7 Kayan bir kaya kütlesi arkasında önemli yatay yerdeğiştirmenin de meydana geldiği bir çekme çatlağı (Kooteney Gölü yukarısı, British Columbia).

Çok eğimli kaya şevlerinde kayma yüzeyi yaklaşık düzlemsel olup, (6.4) eşitliğinin ψ_p'ye göre kısmî türevini almak suretiyle elde edilen denklemi sıfıra eşitlemek suretiyle böyle bir düzlemin eğimi bulunabilir. Bu işlemle kuru şevler için kritik kama düzlemi eğimi (ψ_{pc}) bulunur:

$$\psi_{pc} = 0{,}5(\psi_f + \phi) \qquad (6.16)$$

Çekme çatlağında su bulunması halinde kayma düzleminin eğimi %10 kadar azalsa da, bu kayma yüzeyinin eğimi ile ilgili belirsizliklerden dolayı, yeraltı suyu etkisinin dahil etmenin doğru olmayacağı düşünülmektedir. Buna göre, devamlı süreksizlikler içermeyen çok eğimli şevlerde kritik kayma düzleminin eğimini hesaplamada (6.16) denklemi kullanılabilir.

6.3.5 Pürüzlü Bir Yüzey Üzerindeki Kaymanın Analizi

Buraya kadar ele alınan duraylılık analizlerinde şevin her yerinde sabit olan kesme dayanımı parametreleri kullanılmıştır. Ancak, Altbölüm 4.2.4'te pürüzlü kaya yüzeylerinin kesme dayanımı konusunda

açıklandığı gibi, şevde mobilize olan sürtünme açısı, yüzeye etkiyen normal gerilmeye bağlı olabilir. Bunun anlamı, normal gerilme artarken süreksizlik yüzeyindeki düzensizlikler (4.7) eşitliğinde tanımlandığı gibi traşlanacağı için, sürtünme açısının azalması demektir. Sürtünme açısı ile normal gerilme arasındaki ilişkinin önemi bu altbölümde ele alınmıştır.

Geometrisi Şekil 6.3(a)'da verilen bir şevdeki düzlemsel yenilmeyi göz önüne alınız. Kuru bir şev (U = V = 0) için kayma yüzeyi üzerine etkiyen normal gerilme (σ) aşağıdaki gibi ifade edilir:

$$\sigma = W \cos\psi_p / A \qquad (6.17)$$

Burada, W = kayan bloğun ağırlığı, ψ_p = kayma yüzeyinin eğimi ve A = bu yüzeyin alanıdır. Kayma düzleminin kohezyonlu dolgu içermemesi ve kesme dayanımın da sadece sürtünmeden oluşması halinde, sınır denge analizi için (1.2)-(1.6) eşitlikleri kullanılarak emniyet katsayısı hesaplanabilir; (4.7) eşitliği kullanılarak pürüzlü yüzeyin kesme dayanımı belirlenebilir ve (6.17) eşitliği kullanılarak bu yüzey üzerindeki normal gerilme bulunabilir. Bu koşullardaki emniyet katsayısı aşağıdaki gibi ifade edilir:

$$F_s = \frac{\tau A}{W \sin\psi_p} \qquad (6.18)$$

$$= \frac{\sigma \tan(\phi + \mathrm{JRC}\log_{10}(\mathrm{JCS}/\sigma))A}{W \sin\psi_p} \qquad (6.19)$$

$$= \frac{\tan(\phi + \mathrm{JRC}\log_{10}(\mathrm{JCS}/\sigma))}{\tan\psi_p} \qquad (6.20)$$

$$= \frac{\tan(\phi + i)}{\tan\psi_p} \qquad (6.21)$$

Bu denklemlerin uygulanması ve pürüzlü bir yüzeyin emniyet katsayısına etkisi aşağıda verilen örnekte ortaya konabilir. Boyutları H = 30 m, z = 15 m, ψ_p = 30°, ψ_f =60° olan bir şevi ve bu şev içinde özellikleri ϕ = 25°, JRC = 15, JCS = 5000 kPa olan temiz, pürüzlü bir eklemden oluşan kayma yüzeyini göz önüne alınız. Şekil 6.4'den normal gerilme oranı $\sigma / \gamma_r H$ = 0,36 olup, kayanın birim ağırlığının γ_r = 26 kN/m³ olması halinde σ = 281 kPa'dır. σ'nın Şekil 6.4'den hesaplanan değeri, kayma yüzeri üzerine etkiyen ortalama normal gerilmedir. Ancak, bu yüzey üzerine etkiyen maksimum gerilme şev tepesinden aşağıda ve kayma derinliğinin 20 m olduğu yerdedir. Hesaplanan maksimum gerilme:

$$\sigma_{max} = 20\ (26) \cos 30 \qquad (6.22)$$

$$= 450 \text{ kPa}$$

(4.7) eşitliğini ve önceki paragrafta verilen pürüzlülük özelliğini kullanarak, kayma yüzeyinin kesme dayanımı ve ortalama ile maksimum normal gerilmelere karşılık gelen emniyet katsayıları aşağıdaki gibi hesaplanabilir:

σ = 281 kPa τ = 269 kPa; $(\phi + i)$ = 44°

ve F_s = 1,66

σ = 450 kPa τ = 387 kPa; $(\phi + i)$ = 41°

ve F_s = 1,49.

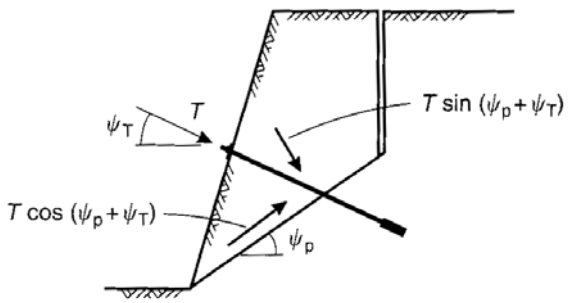
Bu sonuçlara göre, kayma yüzeyi üzerinde artan normal gerilme düzeyinin etkisi (düzensizliklerin traşlanmasından dolayı) sürtünme açısını azaltma ve buna karşılık olarak da emniyet katsayısında azalım şeklindedir (bu durumda %10).

6.4 Bir Şevin Güçlendirilmesi

Bir şevin potansiyel olarak duraysız olduğu belirlendikten sonra, güçlendirme işlemi emniyet katsayısını arttırmada uygun bir seçenek olarak düşünülebilir. Güçlendirme yöntemleri; gerdirilmiş ankrajlar, tamamen çimentolu ve gerdirmesiz mini ankrajlar ve topuk payandalarını içerir. Saha için uygun sistemin seçimini etkileyen faktörler; saha jeolojisi, güçlendirme kuvveti için gerekli kapasite, sondaj ekipmanının bulunup bulunmayışı ve sahaya erişim koşulları ile bunların inşası için gerekli zamandır. Bu altbölümde şev güçlendirmesi için tasarım yöntemleri tanımlanmıştır; şev güçlendirme-

sinin inşaat ile ilgili kısımları Altbölüm 12.4.2'de açıklanmış olup, Altbölüm 14.3'de düzlemsel bir yenilmenin gerdirilmiş halatlarla güçlendirildiği bir örnek çalışma verilmiştir.

Kaya ankrajlarının yerleştirilmesinin gerekli olduğu durumda, bunların kök kısmında bağlanıp gerdirilmesi veya tamamen çimentolanıp gerdirmesiz bırakılması gibi iki seçenekten birine karar verilmelidir. Gerdirmesiz mini ankrajların yerleştirilmesi daha ekonomik olmakla birlikte, aynı boyuttaki gerdirilmiş ankrajlara göre daha fazla güçlendirme sağlarlar; bunların kapasitesi test edilemez. Seçimi etkileyen bir teknik faktör, şevin rahatlaması ve kayma düzlemi üzerinde kenetlenme kaybı durumunda, kayma yüzeyi üzerine normal gerilme ve kesme gerilmesi uygulamak için gerdirilmiş ankrajların yerleştirilmesidir. Ancak, güçlendirmenin kazıdan önce yapılması halinde, tamamen çimentolu mini ankrajlar potansiyel kayma yüzeyleri üzerindeki rahatlamayı önlemede etkili olurlar (bkz. Şekil 12.5). Gerdirmesiz mini ankrajlar (belirli bir düzlemden başka) kayanın rasgele eklemli olduğu ve şevin tamamını güçlendirmeye gerek olmadığı yerlerde de kullanılabilirler.



Şekil 6.8 Bir şevin gerdirilmiş ankrajla güçlendirilmesi.

6.4.1 Gerdirilmiş Ankrajlarla Güçlendirme

Gerdirilmiş bir ankrajın yerleştirilmesi; kayma düzlemi altına ilerleyen bir sondaj deliğinin açılması, şevin duraylı kısmına bağlanan bir kaya cıvatası veya kıvrımlı halatın yerleştirilmesi ve sonra da ankrajı yüzeye karşı gerdirmeyi kapsar (Şekil 6.8). Ankrajdaki gerdirme (T) kayma düzlemi üzerine etkiyen normal gerilmeyi ve kesme gerilmesini değiştirir; ankrajlı şevin emniyet katsayısı da aşağıdaki gibi hesaplanır:

$$F_s = \frac{cA + (W\cos\psi_p - U - V\sin\psi_p + T\sin(\psi_T + \psi_p))\tan\phi}{W\sin\psi_p + V\cos\psi_p - T\cos(\psi_T + \psi_p)} \tag{6.22}$$

Burada, T = yatayın altında ψ_T açısı yapan ankrajdaki gerdirme kuvvetidir. (6.22) eşitliğine göre, ankraj gerdirmesinin normal bileşeni [$T\sin(\psi_P+\psi_T)$] kayma düzlemi üzerine etkiyen normal kuvvete eklenir; bu da kaymaya karşı dayanımı arttırır. Ayrıca, ankraj gerdirmesinin kayma düzleminde eğim yukarı etkiyen kesme bileşeni [$T\cos(\psi_P+\psi_T)$] kaydıran kuvvetlerden çıkarılır. Sonuç, ankraj kuvvetinin birleştirilmiş etkisi [$(\psi_P+\psi_T) < 90^0$ ise] emniyet katsayısını yükseltme şeklindedir.

Gerdirilmiş kaya ankrajlarıyla güçlendirilmiş bir şevin emniyet katsayısı bulonun eğimine göre değişir. Gerdirilmiş bir kaya için en etkili açının ($\psi_{T(opt)}$) aşağıdaki durumda elde edilebilir:

$$\phi = (\psi_{T(opt)} + \psi_P) \quad \text{veya} \quad \psi_{T(opt)} = (\phi - \psi_P) \tag{6.23}$$

Bu ilişki, gerdirilmiş bir ankraj için optimum yerleştirme açısının, kayma düzleminin normalinden daha az eğimli olduğunu göstermektedir. Pratikte, çimento enjeksiyonlu ankrajlar, enjeksiyon işlemini etkin kılmak için yataydan 10-15° aşağıda bir eğimle yerleştirilmektedirler. Halbuki, reçine enjeksiyonlu ankrajlar yukarı doğru açılmış deliklere de yerleştirilebilmektedir. Gerdirmenin kesme bileşeni düzlem üzerinde eğim aşağı yönde olacağı ve kaydıran kuvvetin büyüklüğünü arttıracağı için, kayma düzleminin normalinden daha büyük [yani, $(\psi_P+\psi_T) > 90^0$] açıyla yerleştirilen ankrajların duraylılık açısından zararlı olduğuna dikkat ediniz.

Düzlemsel yenilmelerin duraylılık analizi şevin (yanal) 1 m kalınlığındaki kısmı için yapıldığından, belirli bir emniyet katsayısı

için hesaplanan T değerinin birimi kN/m olur. T'nin hesaplanan değerini kullanarak bir ankraj paterni hazırlama prosedürü aşağıda açıklanmıştır. Örnek olarak, her bir ankrajdaki gerdirme T_B ve yerleştirilen ankrajların paterni de her bir düşey sırada n adet ankraj olacak şekilde ise, her bir düşey sıradaki toplam ankraj kuvveti T_B x n olur. Gerekli ankraj kuvveti T olduğundan, her bir düşey sıra arasındaki açıklık (S) aşağıdaki gibi bulunur:

$$S = \frac{T_B n}{T}\left(\frac{\text{kN}}{\text{kN/m}}\right) \qquad (6.24)$$

Bu tasarım yöntemi bu bölümün sonundaki çözümlü örnekte kullanılmıştır.

6.4.2 Tamamen Çimentolanmış, Gerdirilmemiş Mini Ankrajlar İle Güçlendirme

Tamamen çimentolanmış, gerdirilmemiş mini ankrajlar potansiyel kayma yüzeyi boyunca açılan deliklere yerleştirilen ve etrafı çimento ya da reçine enjeksiyonu ile doldurulan çelik barlardan oluşur. Çelik, kayada herhangi bir zayıflık düzlemi boyunca rijit bir kesme pimi gibi çalışır. Burada, Spang ve Egger'ın (1990) mini ankrajlarla sağlanan güçlendirmeyi hesaplamak için geliştirdiği yöntem ele alınmıştır.

Şekil 6.9'da, bir eklem yüzeyi içeren kayada açılan delik içine enjeksiyonlanmış bir çelik barın sonlu eleman analiz sonuçları verilmiştir; bulon ekseni ile eklem normali arasındaki açı $\alpha = 30^0$'dir. Eklem üzerindeki kesme yerdeğiştirmesi bulonda aşağıda verilen üç aşama şeklinde gelişen deformasyona neden olur

(a) *Elastik Evre*: Eklemin kohezyon değeri aşıldıktan sonra bloklar birbirine göre kaymaya başlar. Ankrajlanan eklemin kesme direnci, eklemin sürtünmesinden ileri gelen kesme dayanımı ile birlikte çelik barın, enjeksiyonun ve kayanın elastik tepkisinden oluşur.

(b) *Sünme Evresi*: Kayanın şekil değiştirebilir olduğu ve enjeksiyon kalınlığının da en az bar çapına eşit olduğu yerlerde, mini ankrajlarda yaklaşık 1 mm'den küçük yerdeğiştirmelerde kesme direncini mobilize etmek üzere çelik deforme olur. Bu deformasyonun sonucunda birinde eğilme ve diğerinde de sıkışma şeklinde olmak üzere, çeliğin ve enjeksiyonun sünme dayanımlarına erişilir.

(c) *Plastik Evre*: Enjeksiyonlu mini ankraj inşasında kullanılan tüm malzemeler kesme yerdeğiştirmesinin ilk aşamalarında ve düşük kesme kuvvetleri altında sünerler. Bu nedenle, mini ankrajlı eklemin kesme direnci, plastikleşen malzemelerin kesme kuvveti–yerdeğiştirme ilişkisine bağlıdır. Mini ankrajın eklemin toplam kesme dayanımına katkısı; eklemin sürtünme açısı (ϕ) ve pürüzlülüğü (i), mini bulonun eğimi (α), kayanın ve enjeksiyonun basınç dayanımı (σ_{ci}) ile çelik barın çekme dayanımının ($\sigma_{t(s)}$) bir fonksiyonudur. Genelde eklem sürtünme açısının yüksek ve yüzeyinin de pürüzlü olduğu ve böylece makaslama sırasında bir miktar hacim genişlemesinin meydana geldiği, eğim açısının 30° ile 45° arasında olduğu, kayanın deforme olabilir fakat mini ankrajın da kayayı kesecek kadar yumuşak olmadığı yerlerde kesme direnci artar.

Spang ve Egger'ın yaptığı deneylere dayalı olarak, mini ankrajlı bir eklemin kesme direnci (R_b; kN) aşağıdaki gibidir:

$$R_b = \sigma_{t(s)}\,[1{,}55 + 0{,}011\,\sigma_{ci}^{1{,}07}\,\sin^2(\alpha + i)] \times \sigma_{ci}^{-0{,}14}\,(0{,}85 + 0{,}45\tan\phi) \qquad (6.25)$$

Burada, σ_{ci}'nin birimi MPa ve $\sigma_{t(s)}$'ninki de kN'dur. Mini ankrajlı eklemin buna karşılık gelen yerdeğiştirmesi de (δ_s) şöyledir:

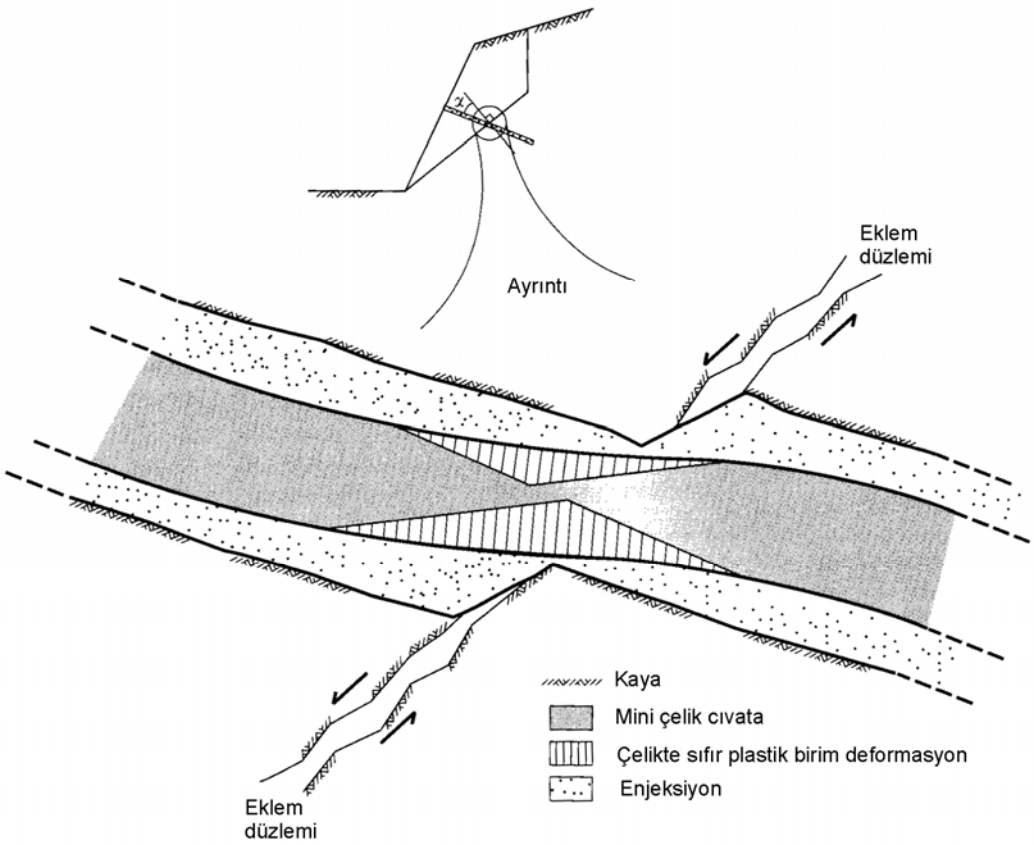
$$\delta_s = (15{,}2 - 55{,}2\,\sigma_{ci}^{-0{,}14} + 56{,}2\,\sigma_{ci}^{-0{,}28}) \times (1 - \tan\alpha\,(70/\sigma_{ci})^{0{,}125}\,(\cos\alpha)^{-0{,}5}) \qquad (6.26)$$

Kayma düzlemini kesen tamamen çimentolanmış, gerdirilmiş mini ankrajların yerleştirildiği düzlemsel yenilmenin duraylılık analizinde, kaymaya karşı artan kesme direncini hesaba katmak için, emniyet katsayısını bulmada kullanılan (6.4) eşitliği aşağıdaki gibi değişkenir:

$$F_s = \frac{cA + N\tan\phi + R_b}{S} \qquad (6.27)$$

6.4.3 Payandalarla Güçlendirme

Önceki iki altbölümde potansiyel kayma yüzeyine ankraj yerleştirme şeklindeki güçlendirmeden bahsedilmiştir. Alternatif bir yöntem, şeve dışardan destek sağlamak üzere, Şekil 6.10'da kullanılan yöntemleri kullanarak topukta bir payanda inşa etmektir. Emniyet katsayısı her iki durumda da, yerleştirilen sistem için uygun R_b değerini seçerek, (6.27) eşitliğinden hesaplanır.

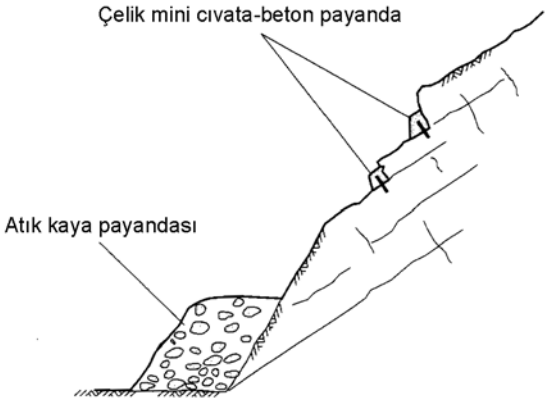


Şekil 6.9 Eklemdeki kesme hareketinden dolayı, tamamen çimentolanmış çelik mini ankrajda gelişen birim deformasyon (Spang ve Egger, 1990'dan değiştirilmiş).

Şevin, tabakalanmanın bir dizi blok oluşturduğu tepeye yakın kısmında kayada açılan deliklere çelik barlar enjeksiyonlamayla yerleştirilebilir ve daha sonra püskürtme beton veya sadece beton ile çevresi kapatılır. Çelik, harekete karşı kesme direnci sağlarken, beton da mini ankrajlar arasında devamlı destek sağlar ve küçük kaya bloklarını yerinde tutar. Payandalar özellikle tepe kısmında kayanın hafifçe bozuştuğu yerlerde uygulanmaktadır; kaya ankrajlarının yerleştirilmesi halinde, devam edegelen bozuşma sonuçta bulonları açığa çıkaracaktır. Bu tarzda desteklenebilecek bloğun maksimum kalınlığı muhtemelen 2 m civarındadır.

Şevin topuğunda pasadan oluşan payanda yerleştirilmek suretiyle daha büyük destek sağlanabilir. Böyle bir payanda ile

sağlanan destek; payanda ağırlığına, kaya ağırlığının bir fonksiyonu olarak payanda tabanı boyunca gelişen kesme direncine ve tabanın pürüzlülüğü ve eğimine bağlıdır. Bu yöntem elbette ki sadece topukta payanda için gerekli kayayı yerleştirebilecek kadar yer olması halinde kullanılabilir. Ayrıca, payanda gerisinde su basınçları gelişmeyecek şekilde, pasanın serbestçe drene olması da önemlidir.



Şekil 6.10 Bir şevin payandalarla güçlendirilmesi.

6.5 Kaya Şevlerinin Sismik Analizi

Dünyanın sismik açıdan aktif kesimlerinde kaya şevlerinin tasarımında depremden kaynaklanan yer hareketlerinin duraylılık üzerine etkilerinin hesaba katılması gerekir. Bu altbölümde yer hareketlerinin duraylılık üzerine etkisi ile, sismik ivmeyi hesaba katan tasarım prosedürleri üzerinde durulmuştur.

6.5.1 Depremler Sırasında Kaya Şevlerin Performansı

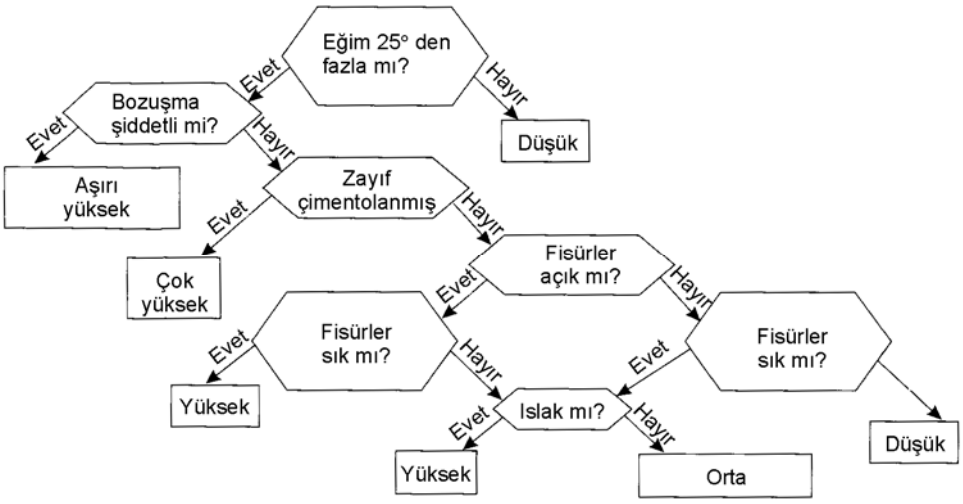
Sismik yer hareketlerinin neden olduğu kaya düşmeleri ve heyelanlara dair çok sayıda kayıt bulunmaktadır (Youd, 1978; Van Velsor ve Walkinshaw, 1992; Harp and Noble, 1993; Ling ve Cheng, 1997). Bir örnek olarak, 1980 yılında California'da meydana gelen 6,0-6,1 büyüklüğündeki Mammoth Lakes depremi 21,4 tonluk bir bloğu yerinden oynatmış ve blok sıçrama ve yuvarlanma şeklinde kaynağından 421 metre uzağa taşınmıştır. Idaho'da 1983'de meydana gelen depremde 20,5 tonluk bir bloğu 95 m taşımıştır (Kobayashi, 1990). Heyelanlar için yapılan bir envanter çalışmasında, Los Angeles'da büyüklüğü 6,7 olan Northridge depreminin yaklaşık 10.000 km^2'lik alanda 11.000 kadar heyelanı tetiklediği rapor edilmiştir (Jibson ve Harp, 1995). Bu kaymalar başlıca Santa Susana Dağları'nda meydana gelmiştir. Bu bölgedeki yamaçlar, çok az veya hiç çimentolanma göstermeyen, hızlı tektonik deformasyon ile kıvrılan ve yükselen, Üst Miyosen-Pleyistosen yaşlı kırıntılı sedimentlerden oluşmaktadır (Jibson vd., 1998). Bu üç olayda deprem dışmerkezinden heyelanların oluştuğu alanın sınırına en büyük uzaklık yaklaşık 70 km olup, bu büyüklükte dünya çapındaki diğer tarihsel depremler için yaklaşık ortalama değer kadardır (Keefer, 1984). Depremlerin neden olduğu heyelanlara bir diğer örnek de, 2002 Denali (Alaska) depreminde milyonlarca metre küp hacmindeki sağlam kayayı içeren kaymalardır (Harp vd., 2003).

Depremlerin yakınındaki heyelanlar ve kaya düşmelerinin sayısı ve dağılımına dair çalışmalar, heyelan yoğunluklarının kilometre kare başına 50 kadar olabileceğini göstermiştir. Bu veriler, heyelan ve kaya düşmesi tehlikesinin yüksek olduğu jeolojik ve topoğrafik koşulları değerlendirmede kullanılmaktadır (Keefer, 1992). Ayrıca, aşağıda verilen beş şev parametresinin depremler sırasında duraylılık üzerine etkisinin en büyük olduğu bulunmuştur:

- *Yamaç eğim açısı*: Kaya düşmeleri ve heyelanlar yaklaşık 25°'den düşük eğimli yamaçlarda nadiren meydana gelmektedir.
- *Bozuşma*: Zemin matriksi içinde kaya parçaları içeren ileri derecede bozuşmuş kayalar ve rezidüel zeminlerin yenilme olasılığı taze kayadan daha yüksektir.
- *Çimentolanma*: Partiküllerin zayıfça bağlandığı kötü çimentolanmış kayaların yenilme olasılığı, daha sağlam

ve daha iyi çimentolanmış kayaya göre daha yüksektir.

- *Süreksizlik karakteristikleri*: Yakın açıklıklı, açık süreksizlikler içeren kayaların yenilmeye duyarlılığı, süreksizliklerin kapalı ve sağlam olduğu masif kayadan daha fazladır.
- *Su*: Su tablasının yüksek olduğu şevler veya kısa zaman önce yağış alan bölgeler yenilmeye duyarlıdır.



Şekil 6.11 Kaya şevlerin depremden kaynaklanan yenilmeye karşı duyarlılığı için karar ağacı (Keefer, 1992).

Bu beş koşul ile şev yenilme tehlikesi arasındaki ilişki Şekil 6.11'deki karar ağacında gösterilmiştir. Ayrıca, 25°'den daha az eğimli yamaçlarda eski heyelanlar için sismik tehlikenin büyük olduğu unutulmamalıdır. Bundan başka, yerel röliyefi yaklaşık 2000 m'den büyük yamaçlarda muhtemelen topoğrafyanın sismik sarsıntıyı büyütme etkisinden dolayı bir tehlike (Harp ve Jibson, 2002) ve yüksek kotlarda da yüzeydeki kayayı gevşeten olası donma-çözünme etkileri söz konusudur.

Şekil 6.11'de görülen karar ağacı (sözgelimi) ulaşım ve boru hatları boyunca kaya düşmesi ve kayma tehlikelerini değerlendirmede bir tarama aracı olarak kullanılabilir. Belirli bir saha için daha kapsamlı bir tehlike analizi gerekli ise, Harp ve Wilson (1995) tarafından geliştirilen ve söz konusu sahadaki yer hareketinin Arias şiddetini hesaplamayı içeren teknikten yararlanılabilir. Arias şiddeti (I_a) yer hareketinin toplam enerjisinin bir ölçüsü olup, aşağıdaki gibi tanımlanır:

$$I_a = \frac{\pi}{2} g \int_0^{T_d} [a(t)]^2 \, dt \quad \text{(birimi: m/s)} \qquad (6.28)$$

Burada, $a(t)$ = toplam süresi T_d (saniye) olan kuvvetli hareket kaydı için tek bileşenli ivme-zaman serisi, t = zaman (saniye) ve g = yerçekimi ivmesidir. Kaya düşmeleri ve kaymaların oluşumu, California'daki Whittier ve Superstition depremlerinde elde edilen kuvvetli hareket kayıtlarının Arias şiddeti ile deneştirilmiştir. Bu çalışma, Miyosen-Pliyosen çökellerindeki kaymalar için Arias şiddetinin 0,08-0,6 m/s aralığında; süreksizliklerin açık olduğu Prekambriyen ve Mesozoyik kayalarında ise 0,01-0,07 m/s aralığında olduğunu göstermiştir. Bu yöntemin ivme-zaman kayıtlarının mevcut olduğu ya da hesaplanabileceği yerler ile sınırlı olduğuna dikkat ediniz.

6.5.2 Sismik Tehlike Analizi

Sismik yer hareketine maruz kalan şevlerin tasarımı, hareketin büyüklüğü hakkında nicel bilgi gerektirir (Abrahamson,

2000). Kullanılan duraylılık analiz yöntemine bağlı olarak, bu bilgi pik yer ivmesi (PGA) ya da hareketin ivme-zaman kaydı şeklinde olabilir. Tasarım hareket parametrelerinin belirlendiği sürece "sismik tehlike" analizi denir. Bu süreç aşağıdaki adımları içerir (NHI, 1998; Glass, 2000):

(a) Sahada kuvvetli yer hareketi oluşturabilecek potansiyel sismik kaynakların belirlenmesi.
(b) Her bir kaynağın deprem potansiyelinin değerlendirilmesi.
(c) Sahadaki tasarım yer hareketlerinin şiddetinin değerlendirilmesi.

Bu üç adımın uygulanmasında aşağıdaki işlemler yapılır:

Sismik Kaynaklar: Depremler fay hareketinin bir sonucudurlar. Bu nedenle, sismik kaynakların teşhisi; fayların türleri ile coğrafî lokasyonu, derinliği, boyutu ve yöneliminin belirlenmesini kapsar. Bu bilgi genellikle kamu kurumlarının jeolojik araştırma birimleri ve üniversiteler tarafından hazırlanmış jeolojik haritalar ve raporlar gibi yayınlar ile bölgede daha önce yapılan projelerden elde edilir. Faylar ayrıca hava fotoğrafları, jeolojik haritalar, jeofizik incelemeler ve hendek çalışmalarıyla tespit edilebilir. Hava fotoğraflarında fay sarplıkları, riftler, fay kayma sırtları, parçalanma sırtları ve fay semerleri gibi özellikler ile çitlerde ve yol kaplamalarındaki ötelenmeler fayların teşhis edilmesinde kullanılabilir (Cluff vd., 1972). Ayrıca, sismik gözlem istasyonlarının deprem kayıtlarının yeri ve büyüklüğü hakkında sağladığı bilgiler fay aktivitesi ile deneştirilebilir.
Sismik Potansiyel: Aktif fayları belirlemede ölçüt olarak genellikle Holosen'deki (yaklaşık son 11.000 yıllık dönemdeki) fay hareketleri kullanılmaktadır (USEPA, 1993). Bazı büyük depremlerin oluşum aralıklarının 11.000 yıldan uzun olmasına ve tüm fayların yüzey kırığı oluşturmamasına rağmen, Holosen'de hareket olduğuna dair kanıt bulunmayışı genellikle yüzey kırığı oluşma potansiyeli bulunmadığına dair yeterli bir kanıttır. Kuzey Amerika'daki Holosen fay aktivitelerinin çoğu Kayalı Dağlar'ın batısında meydana gelmiştir. Bu faylar ayrıntılı haritalama, hendek çalışması, jeofizik veya sondajlarla tespit edilebilmektedir. Fay kırılmasına dair yüzey belirtilerinin bulunmadığı yerlerde sismik kaynak karakterizasyonu, başlıca mikro-deprem çalışmalarına ve tarihsel kayıtlara dayanır.
Yer Hareketinin Şiddeti: Bir saha için kuvvetli yer hareketi oluşturma potansiyeli bulunan sismik kaynaklar belirlendikten ve özellikleri ortaya konulduktan sonra; yer hareketlerinin şiddeti, yayınlanmış yönetmeliklerden ve standartlardan ya da Altbölüm 6.5.3'de açıklanan sismik tehlike analizinden hareketle değerlendirilebilir. Sismik bölgeler bulunan bir ülkedeki yapı yönetmelikleri uygulaması, o ülke için deprem bölgeleri haritası yayınlayarak, ülkenin değişik zonlara bölünmesi şeklindedir. Bir örnek olarak, bu haritalarda bir bölge efektif pik ivmenin (yerçekimi ivmesinin bir fraksiyonu şeklinde) 50 yılda %10 aşılmaması açısından zonlara ayrılmış olabilir (Frankel vd., 1996). Bu haritalar üzerindeki bilgilere ayrıca internet yoluyla da ulaşılabilir. Örnek olarak, A.B.D.'nde posta kodlarını kullanarak ivme düzeylerini bulmak mümkündür (http:/geohazards.cr.usgs.gov/eq/).
Yayınlanmış bu ivmeler jeoteknik tasarımda kullanılabilir ve her bir zonda standart tasarımları iyileştirmeye katkıda bulunurlar.

6.5.3 Yer Hareketinin Özellikleri

Yayınlanmış haritalardan elde edilen bilgileri tamamlamak açısından, belirli bir saha için bir sismik tehlike analizi yapılabilir. Bunun için, sahada kuvvetli yer hareketi oluşturma potansiyeli olan tüm kaynakların yer hareketinin büyüklüğü değerlendirilir. Bir önceki paragrafta açıklanan yayınlanmış yönetmeliklerin kullanımından farklı olarak sismik analizin önemi, yerel depremsellikteki

en son gelişmeleri dikkate alabilme esnekliğidir. Ayrıca, yönetmeliklerin dayanağı olan bölgesel depremselliğe kıyasla, sahaya özgü yer hareketleri geliştirmek de mümkündür.

Bu analizdeki üç adımdan ilki, tüm potansiyel kaynaklardaki faylanmanın yeri ve türünün ortaya konarak, bunlardan her birine bir büyüklük tayin edilmesidir. İkincisi; büyüklük, faylanma mekanizması, sahadan kaynağa uzaklık ve saha koşullarının fonksiyonu olarak uygun bir atenasyon ilişkisinin seçilmesidir. Üçüncüsü de, bu kaynaklardan hangisinin saha için daha etkili olacağını belirlemek üzere, tüm kaynaklardaki fay büyüklüğünün sahada oluşturdukları kuvvetli yer hareketi açısından karşılaştırılmasıdır.

Atenasyon: Bir önceki paragrafta ele alınan atenasyon denklemleri, kaynaktaki moment büyüklüğü (M_w) ile sahadaki pik yer ivmesi (PGA) ilişkisini tanımlar. Elde edilen mevcut verilerin miktarına bağlı olarak, denklemler ya daha önceki depremler sırasında gözlenen değerlerin istatistiksel analizine ya da kuvvetli yer hareketlerinin yayılması ile ilgili teorik modellere dayanır. Örnek olarak, A.B.D.'nin batı bölgesindeki yitim zonları için kayadaki PGA ile içmerkez uzaklığı (R) arasındaki ilişki aşağıdaki denklemle belirlenmektedir (Youngs vd., 1988):

$$\ln(\mathrm{PGA}) = 19{,}16 + 1{,}045M_w - 4{,}738 \ln[R + 154{,}7 \exp(0{,}1323M_w)] \qquad (6.29)$$

Bu denklemin geçerlilik koşulları, $20 < R \leq 40$ km ve $M_w > 8$'dir. Moment magnitüdü depremde açığa çıkan kinetik enerjinin bir ölçüsü olup, içmerkez de sismik dalgaların ilk çıkış noktasıdır.

Deprem Kayıtları: Deformasyon analizlerinin yapılması gerekli olduğu zaman, yer hareketleri için temsilci deprem kayıtlarına ihtiyaç duyulur. Deprem kayıtları daha önceki kayıtlardan elde edilebileceği gibi, benzetişim teknikleri kullanılarak projeye özgü yapay kayıtlar da geliştirilebilir. Mevcut kayıtlar katalogundan temsilci deprem kayıtlarını seçerken, projenin ilgili karakteristikleri ile deprem kaynak bölgelerinin olabildiğince yakın olmasına dikkat edilmelidir. Deprem kayıtlarını eşleştirmede önemli özelliklerden bazıları; kaynak mekanizması, odak derinliği, sahadan kaynağa uzaklık, sahanın jeolojisi, PGA, frekans içeriği, süre ve enerji içeriğidir.

6.5.4 Psödo-statik Duraylılık Analizi

Altbölüm 6.3'de açıklanan bir kayan bloğun emniyet katsayısını belirlemede kullanılan sınır denge yöntemi, sismik yer hareketlerinin duraylılık üzerine etkilerini hesaba katmak üzere değiştirilebilir. Psödo-statik yöntem olarak bilinen analiz, yer hareketlerinin yatay yönde ve şev dışına doğru etkiyen bir statik kuvvet olarak benzeştirilmesini kapsar. Bu kuvvetin büyüklüğü, kayan bloğun ağırlığının (W) bir sismik katsayı (k_H, boyutsuz) ile çarpımı şeklindedir. k_H'nin değeri, yerçekimi ivmesinin fraksiyonu olarak ifade edilen tasarım PGA değerine eşit olarak alınabilir (yani; PGA yerçekiminin %10'u ise, $k_H = 0{,}1$). Ancak; bu yaklaşım, birkaç saniye süren geçici yer hareketi şevin tüm ömrü boyunca etkiyen sabit bir kuvvet ile değiştirildiğinden, tutucu bir yaklaşımdır.

Zemin şevlerinin ve toprak barajların tasarımında, tekrarlı yükleme sırasında kesme dayanımında bir azalım olmamak koşuluyla, k_H genellikle PGA'nın bir fraksiyonudur (Seed, 1979; Pyke, 1999). Sünme ivmesini PGA'nın %50'sine eşit alan (yani, $k_y = 0{,}5a_{max}/g$ olan) Newmark analizi kullanan şev çalışmalarında (bkz. Altbölüm 6.5.5) kalıcı sismik yerdeğiştirmenin 1 m'den az olduğunu göstermiştir (Hynes ve Franklin, 1984). Bu çalışmalara dayalı olarak, California Department of Mines and Geology (CDMG, 1997) tasarım PGA'sının %50'sine eşit bir k_H değerinin 1,0-1,2 gibi emniyet katsayısı ile birlikte kullanılmasının uygun olacağını öne sürmüştür. Zemin şevleri ile, kaya kütlesinin belirgin bir kayma yüzeyi içermediği ve bazı

harekete izin verilebilen kaya şevlerinde, k_H'nin değerini belirlemede CDMG prosedürünün kullanılması mantıklı olabilir. Ancak, kaya şevlerinde PGA'nın %50'sinden daha büyük k_H değerlerinin kullanılmasının önerildiği iki koşul söz konusudur. Birincisi, şevin belirgin bir kayma yüzeyi içerdiği ve sınırlı bir yerdeğiştirme durumunda kesme dayanımında önemli bir azalımın söz konusu olduğu durumdur; dayanımın harekete duyarlı olduğu kayma düzlemleri pürüzsüz, düzlemsel eklemleri ya da dolgu içermeyen tabakalanma düzlemlerini kapsar. İkincisi, topoğrafyanın yüksek olduğu ve bir miktar büyütmenin beklendiği yerlerdir. Kritik durumlarda, Altbölüm 6.5.5'de verilen Newmark analizini kullanarak, şevin sismik deformasyonlara duyarlılığının kontrol edilmesi önerilir.

Bir düzlemin psödo-statik yöntemi kullanarak hesaplanan emniyet katsayısı, (6.4) eşitliğinin değiştirilmesiyle elde edilir (şevin drenajlı olduğu varsayımıyla; $U = V = 0$):

$$F_s = \frac{cA + (W(\cos\psi_p - k_H(\sin\psi_p))\tan\phi}{W(\sin\psi_p + k_H\cos\psi_p)} \qquad (6.30)$$

Bu denklem, kesme direnci azaldığı ve kaydıran kuvvet arttığı için, yatay kuvvetin emniyet katsayısını azalttığını gösterir.

Yer hareketinin düşey bileşeninin yatay bileşen ile fazda ve aynı frekansta olduğu koşullar altında, duraylılık analizinde hem yatay hem de düşey sismik katsayıların kullanılması uygun olabilir. Düşey katsayının k_V ve düşey bileşenin yatay bileşene oranının da r_k olması halinde (yani, $r_k = k_V / k_H$), bileşke sismik katsayı (k_T) şöyle olur:

$$k_T = k_H\,(1 + r_k^2)^{0,5} \qquad (6.31)$$

Bileşke sismik katsayının etkime yeri yataydan ψ_k = atn(k_V / k_H) açısı kadar yukarıda olup, emniyet katsayısı da aşağıdaki gibi ifade edilir:

$$F_s = \frac{cA + (W(\cos\psi_p - k_T\sin\psi_p + \psi_k)))\tan\phi}{W(\sin\psi_p + k_T\cos(\psi_p + \psi_k))} \qquad (6.32)$$

Düşey bileşenin emniyet katsayısına etkisine dair incelemeler, $k_V < k_H$ olmak koşuluyla, düşey bileşeni hesaba katmanın sonuçları %10'dan daha fazla etkilemediğini göstermiştir (NHI, 1998). Ayrıca, (6.32) eşitliği sadece düşey ve yatay bileşenler tam olarak fazda olduğu zaman geçerlidir. Bu sonuçlara dayalı olarak, yer hareketinin düşey bileşeninin ihmal edilmesi kabul edilebilir.

6.5.5 Newmark Analizi

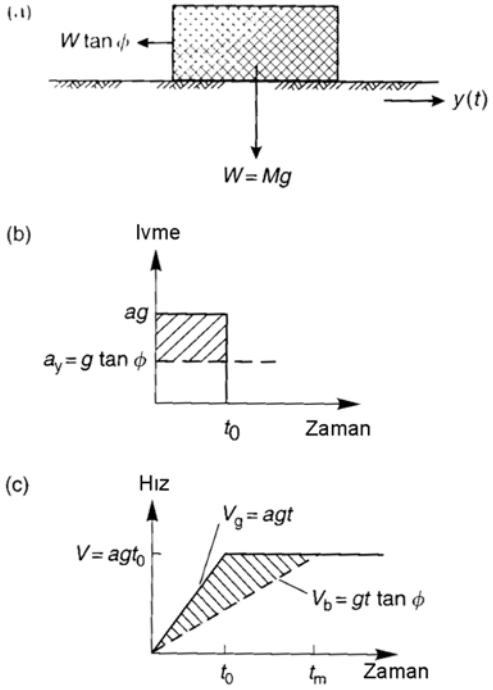
Bir kaya şevi sismik sarsıntıya maruz kaldığı zaman, geçici dinamik gerilme kayanın kesme dayanımına eriştiğinde yenilme her zaman oluşmayabilir. Ayrıca, bir potansiyel kayma yüzeyi üzerindeki emniyet katsayısı yer hareketinin belirli bir anında 1,0'in altına düşse bile önemli bir problem olmayabilir. Burada gerçekte önemli olan, emniyet katsayısı 1,0'in altına düştüğü zaman meydana gelen kalıcı deformasyonlardır (Lin ve Whitman, 1986). Deprem hareketleri sonucunda kaya ve zemin şevlerinin kalıcı yerdeğiştirmesi, Newmark (1965) tarafından geliştirilen yöntem kullanılarak hesaplanabilir. Kaya şevler üzerindeki sismik etkileri analiz etmede bu yaklaşım psödo-statik analiz yönteminden daha gerçekçidir.

İlkesi Şekil 6.12'de gösterilen Newmark yönteminde potansiyel kayma bloğunun sünen taban üzerinde rijit bir cisim olduğu varsayılır. Bloğun yerdeğiştirmesi, tabanın ag büyüklüğünde ve t_0 süreli tekdüze yatay ivme palsına maruz kaldığı zaman oluşur. Bloğun hızı, t zamanının bir fonksiyonu olup, $y(t)$ şeklinde ifade edilir ve t zamanındaki hızı y'dir. Blok ile taban arasında sadece sürtünmeli bir temas olduğu varsayımıyla, bloğun hızı x ve blok ile taban arasındaki göreceli hız da u olur:

$$u = x - y \qquad (6.33)$$

Harekete direnç, bloğun ataleti ile hesaba katılır. Bloğu hızlandırmada kullanılabilen maksimum kuvvet, bloğun tabanının kesme direnci olup, sürtünme açısı $\phi^{o\prime}$dir. Bu

sınırlayıcı kuvvet, bloğun ağırlığı (W) ve büyüklüğü (W tanϕ) ile doğru orantılı olup, ivme grafiğinde kesikli çizgi ile gösterilen [Şekil 6.12(b)] sünme ivmesi a_y'ye ($g$tanϕ) karşılık gelir. Taralı alan, yer ivme palsının blok ivmesini geçtiği ve sonuçta kaymanın olduğu kısmı gösterir.



Şekil 6.12 Rijit taban üzerinde rijit bloğun yerdeğiştirmesi (Newmark, 1965): (a) hareket eden taban üzerindeki blok; (b) ivme grafiği; (c) hız grafiği (Newmark, 1965).

Şekil 6.12(c)'de yerin ve bloğu hızlandıran kuvvetlerin fonksiyonu olarak hızlar verilmiştir. Yerin hızlanma kuvvetinin maksimum hızının büyüklüğü v olup, t_o süresi kadar zaman geçtikten sonra sabitleşir. Yer hızı v_g'nin büyüklüğü aşağıdaki gibi ifade edilir:

$$v_g = a_g\, t_0 \tag{6.34}$$

Bloğun hızı (v_b) ise,

$$v_g = gt \tan\phi \tag{6.35}$$

şeklindedir. t_m zamanından sonra iki hız birbirine eşit olur ve blok da tabana göre sükûnet durumuna gelir; yani, göreceli hız u = 0 olur. t_m'nin değeri, yer hızını blok hızına eşitleyerek hesaplanır ve t_m zamanı için aşağıdaki ilişki elde edilir:

$$t_m = v_b / g\tan\phi \tag{6.36}$$

t_m zamanında bloğun yere göre yerdeğiştirmesi (δ_m), Şekil 6.12(c)'deki taralı alanı hesaplayarak elde edilir:

$$\delta_m = 0{,}5\, vt_m - 0{,}5\, vt_0$$

$$= \frac{v^2}{2g\tan\phi} - \frac{v^2}{2ag}$$

$$= \frac{v^2}{2g\tan\phi}\left(1 - \frac{\tan\phi}{a}\right) \tag{6.37}$$

(6.37) eşitliği, yer hareketinin sonsuz olduğu varsayımıyla, bloğun sünme ivmesini aşan tek ivme palsına (süre = t_0, büyüklük = ag) tepki olarak blok yerdeğiştirmesini verir. Denkleme göre, yerdeğiştirme yer hızının karesi ile doğru orantılıdır.

(6.37) eşitliği yatay bir düzlem üzerindeki bloğa uygulanır; eğimli bir düzlem üzerindeki blok daha düşük bir sünme ivmesinde kayar ve ivme palsının yönüne bağlı olarak daha büyük yerdeğiştirme sergiler. Newmark, bloğun emniyet katsayısının F_s = tanϕ/tanψ_p ve uygulanan ivmenin yatay olduğu kohezyonsuz yüzey için sünme ivmesinin (a_y) aşağıdaki gibi ifade edildiğini göstermiştir:

$$a_y = (F_s - 1)g \sin\psi_p \tag{6.38}$$

Burada, ϕ = kayma yüzeyinin sürtünme açısı ve ψ_p = bu yüzeyin eğim açısıdır. $\psi_p = 0$ için $a_y = g$ tanϕ olduğuna dikkat ediniz. (6.38) eşitliği ayrıca eğimli bir yüzey üzerindeki blok için sünme ivmesinin, ivme palsının eğim yukarı yöndeki ivme palsına kıyasla eğim aşağı yönde olduğu zaman daha yüksek olduğunu göstermektedir.

Eğimli bir düzlem üzerindeki bloğun yerdeğiştirmesi (6.37) ve (6.38) eşitliklerinin birleştirilmesiyle elde edilebilir:

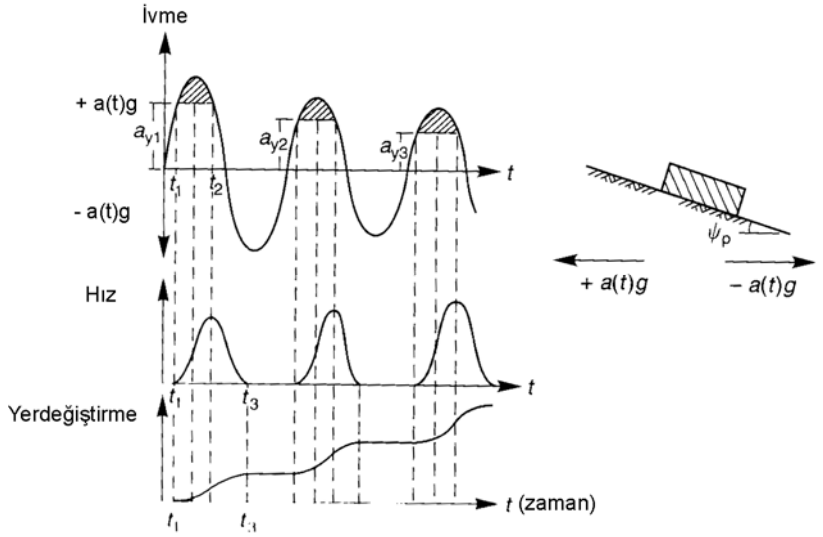
$$\delta_m = \frac{(agt)^2}{2ga_y}\left(1 - \frac{a_y}{a}\right) \qquad (6.39)$$

Gerçek bir depremde bir pals, bazıları pozitif bazıları da negatif olan değişik büyüklüklerdeki palslar ile takip edilir; bu da bir dizi yerdeğiştirme palsları üretir. Bu tür bir yerdeğiştirme yöntemi Şekil 6.13'de gösterilen geçici sinüsoidal ivme [$a(t)g$] durumuna uygulanabilir (Goodman ve Seed, 1966). İvme palsının belirli bir zaman aralığında kayma yüzeyi üzerindeki kesme gerilmesi kesme dayanımını aşarsa, yerdeğiştirme meydana gelir. Yerdeğiştirme eğim aşağı yönde daha kolay gelişir; bu durum, her bir palsın taralı alanının hareketin meydana geldiği yerler olduğu Şekil 6.13'de görülmektedir. Şekil 6.13'de verilen koşullarda, düzensizliklerin Altbölüm 4.2.4'de açıklandığı tarzda makaslanmasından (yani, $a_{y1} > a_{y2} > a_{y3}$ olmasından) dolayı, sünme ivmesinin yerdeğiştirme ile azaldığı varsayılmıştır.

İvme palslarının sünme kısımlarının entegrasyonu bloğun hızını verir. Sünme ivmesi aşıldığı zaman, t_1 zamanında hareket etmeye başlar ve ivme sünme ivmesinin altına düştüğü zaman t_2 zamanına kadar hızlanır. İvme yönü eğim aşağı taraftan eğim yukarı tarafa döndüğü zaman, t_3 zamanında hız sıfıra düşer. Hız palslarının integrasyonu bloğun yerdeğiştirmesini verir; her bir yerdeğiştirme palsının süresi $t_3 - t_1$ kadardır.

Şekil 6.12 ve 6.13'de görülen basit modeller gerçek deprem hareketlerinden dolayı yerdeğiştirmeyi daha doğru bir şekilde modellemek üzere geliştirilmiş olup, bu çalışmaların çoğu toprak barajlar üzerinde yapılmıştır (Sarma, 1975; Franklin ve Chan, 1977). Şev duraylılığı açısından, Jibson vd. (1998) California'daki 1994 Northridge depreminin neden olduğu heyelanlardaki gözlemlere dayalı olarak, heyelan oluşma olasılığını Newmark yerdeğiştirmesinin fonksiyonu olarak hesaplama prosedürleri geliştirmişlerdir.

Şev duraylılığı ile hesaplanan yerdeğiştirme arasındaki ilişkiye dair kılavuz bilgiler varsa, Newmark yerdeğiştirme analizi faydalı olabilir. Newmark analiz yöntemi ileri derecede idealleştirilmiş ve hesaplanan yerdeğiştirmelerin de gerçek arazi davranışından onlarca kat büyük olduğu sonucuna varılmış olmakla birlikte, olası şev davranışı için CDMG (1997) aşağıdaki kılavuz bilgileri geliştirmiştir:



Şekil 6.13 Eğim aşağı yöndeki hareketi belirlemede ivme kaydının entegrasyonu (Goodman ve Seed, 1966).

- 0 – 100 mm yerdeğiştirme: Önemli heyelan hareketine karşılık gelmesi ihtimal dışı.
- 100-1000 mm: Şev deformasyonları önemli yer çatlamasına yetecek büyüklükte veya sismik sonrası yenilmede devam eden dayanım kaybına neden olacak kadar büyük olabilir.
- > 1000 mm yerdeğiştirme: Hasar verici heyelan hareketi; şevlerin duraysız olduğu durum.

Bu yerdeğiştirme ölçütleri kaya şev tasarımına uygulandığı zaman, rezidüel kesme dayanımına erişmeden önce olması gereken yerdeğiştirme miktarı göz önüne alınmalıdır. Örnek olarak, kayma düzlemi zayıf bir dolgu içeren tek bir süreksizlik düzlemi ise, dayanımın rezidüel değere düşmesi için birkaç cm'lik hareket yeterli olabilir. Bunun aksine, çatlaklı bir kaya kütlesi, kesme dayanımında fazla bir kayıp olmadan birkaç m yerdeğiştirmeyi kaldırabilir.

6.6 Probabilistik Tasarıma Örnek

Bu bölümde buraya kadar ele alınan tasarım prosedürlerinde, her bir tasarım parametresi için ortalama veya en iyi tahmin olduğu düşünülen tek değerler kullanılmıştır. Gerçekte, her bir parametrenin değeri; doğal değişimleri, zamana bağlı değişiklikleri ve bunların değerinin ölçülmesindeki belirsizlik derecesini temsil edebilen bir aralıktaki değerlerden oluşur. Bu nedenle, emniyet katsayısı tek bir değerden ziyade bir olasılık dağılımı ile gerçekçi olarak ifade edilebilir. Bu belirsizlik, verilerdeki değişkenlik/belirsizlik ile tutarlı emniyet katsayısını kullanmada kanaati devreye sokarak, tasarımda hesaba katılabilir. Bunun anlamı, parametrelerinin değerlerinin iyi bilinmediği yerlerde daha yüksek bir emniyet katsayısının kullanılması şeklindedir. Alternatif olarak, yenilme olasılığını hesaplamada Monte Carlo analizi gibi bir yöntem (bkz. Altbölüm 1.4.4) kullanmak suretiyle, belirsizlikler probabilistik analiz yoluyla nicelleştirilebilir.

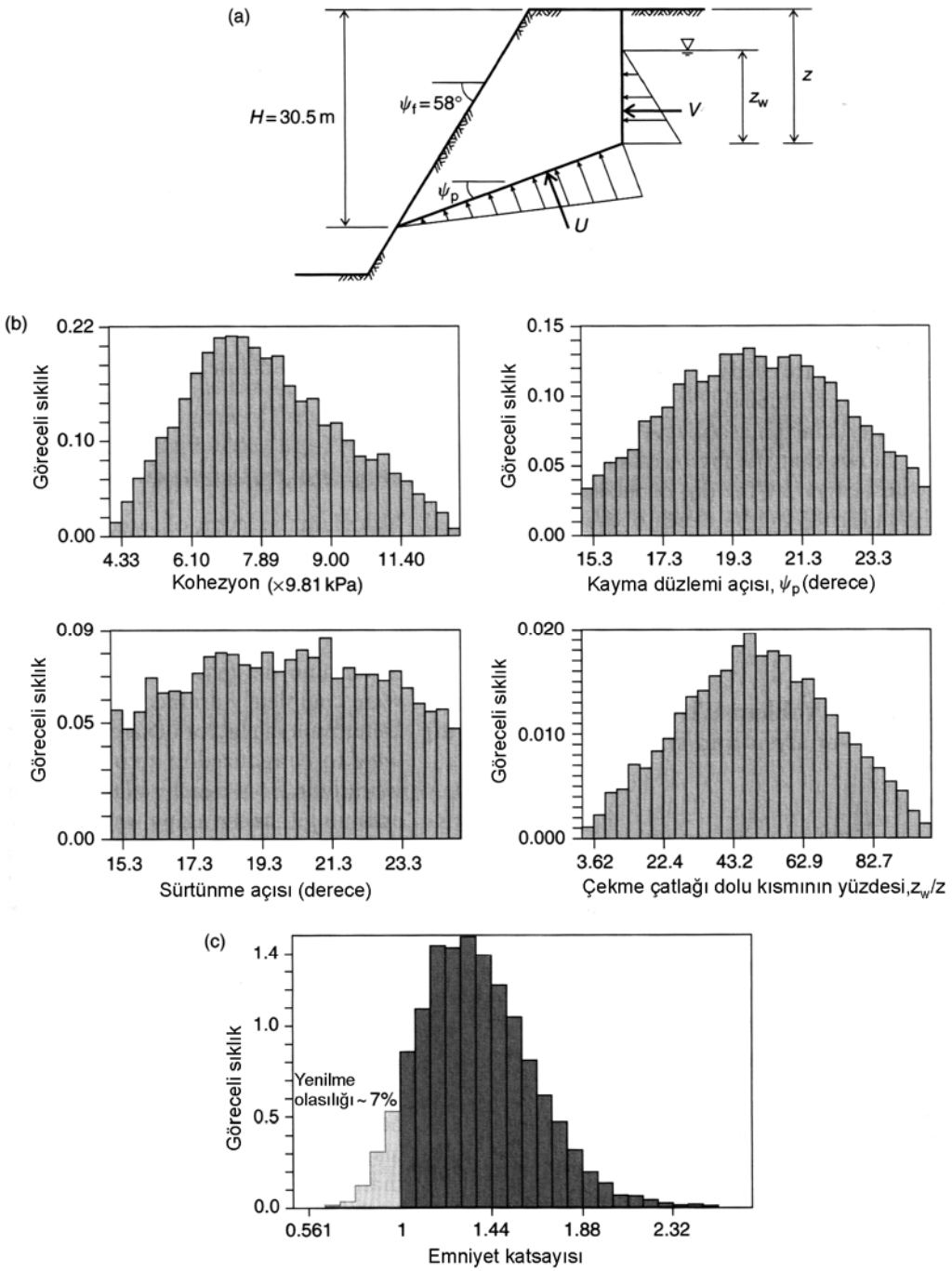
Tasarım parametrelerindeki değişime örnekler aşağıda verilmiştir. Bir süreksizliğin yönelimi, yüzey düzensizliklerinden veya kıvrımlanmadan dolayı şev içinde değişebilir. Bu değişim, stereonette kutupların dağılımı ile kendini belli eder ve, Altbölüm 3.5'de verilen prosedür kullanılarak, eğim miktarı ve eğim yönü ortalamalar ve standart sapmalar cinsinden nicelleştirilebilir. Ayrıca, yüzey pürüzlülüğü ve dolgudaki değişimlerden dolayı, kesme dayanımı kayma yüzeyi boyunca değişebilir ve laboratuvarda bir dizi karot veya düzensiz kaya parçası test edilmek suretiyle nicelleştirilebilir. Aşırı sağanak yağışlar veya kar erimesi gibi yağış olaylarına tepki olarak, su basıncının zaman içinde değişmesi olasıdır.

Şekil 6.14'de, Altbölüm 4.4'de tanımlanan şevin (bkz. Şekil 4.18 ve 4.19) probabilistik duraylılık analiz sonuçları görülmektedir. Altbölüm 4.4'de, çekme çatlağı suyla dolu olduğu zaman ve şevin yenildiği durumda emniyet katsayısının 1,0 olduğu varsayımıyla, tabakalanma düzlemlerinin kesme dayanımı özelliklerinin hesaplanması tanımlanmıştır. Bu altbölümde tanımlanan probabilistik analizin amacı, pratikte şev parametrelerindeki değişkenlikten dolayı mevcut olması muhtemel emniyet katsayısı değeri değişim aralığını göstermektir. Şekil 6.14(b) ve (c)'de aşağıdaki parametrelerin olasılık dağılımları verilmiştir:

- *Kayma düzleminin eğimi*, ψ_P: 20°'lik ortalama değer ve 2,4°'lik standart sapma ile birlikte normal dağılım.
- *Kohezyon, c*: 80 kPa'lık en olası değer, 40 ve 130 kPa'lık (4-13,3 ton/m^2) minimum ve maksimum değerler ile birlikte çarpık üçgen dağılım.
- *Sürtünme açısı*, ϕ: 20°'lik ortalama değer ve 2,7°'lik standart sapma ile birlikte normal dağılım.

- *Çekme çatlağının yüzde doluluk cinsinden ifade edilen su basıncı*: Kurudan (%0) doluya (%100) kadar değişen, en olası değerin %50 olduğu üçgen dağılım.

Üçgen dağılım, en olası değerin ve alt ile üst sınırların sadece tahmin edilebildiği yerlerde kullanılır. Normal dağılım ise, ortalamayı ve standart sapmayı hesaplamaya yeterli veri bulunduğu zaman kullanılır.



Şekil 6.14 Düzlemsel yenilmenin probabilistik analizi: (a) Su basınçları *U* ve *V*'yi gösteren şev modeli; (b) kohezyon, sürtünme açısı, kayma düzlemi açısı ve çekme çatlağında su derinliğinin olasılık dağılımları; (c) emniyet katsayısının, yenilme olasılığını %7 olarak gösteren olasılık dağılımı (bkz. Şekiller 4.18–4.20).

Şekil 6.14(c)'de Monte Carlo yöntemi [bkz. Altbölüm 1.4.4(b)] kullanılarak oluşturulmuş emniyet katsayısı dağılımı görülmektedir. Bu işlemde, girdi parametresi dağılımlarından rasgele seçilmiş değerlerle 10.000 iterasyon yapılmıştır. Histograma göre, emniyet katsayısının ortalama, en büyük ve en düşük değerleri sırayla 1,36, 2,52 ve 0,69'dur. Ayrıca, 720 iterasyon için emniyet katsayısı 1,0'den küçük olup, buna göre yenilme olasılığı %7,2'dir. Duraylılık analizinde tüm girdi parametrelerinin ortalama değerleri kullanılması halinde hesaplanan deterministik emniyet katsayısı 1,4'tür. Bu hesaplamalar ile ilgili hassasiyet analizi, emniyet katsayısını etkileyen en önemli faktörün kayma düzlemi eğimi ve en az etkileyen faktörün de çekme çatlağındaki su olduğunu göstermiştir. Bu analiz, ROCPLANE adlı bilgisayar programıyla (Rocscience, 2003) gerçekleştirilmiştir.

6.7 Örnek Problem 6.1: Düzlemsel Yenilme – Analiz ve Stabilizasyon

Verilen

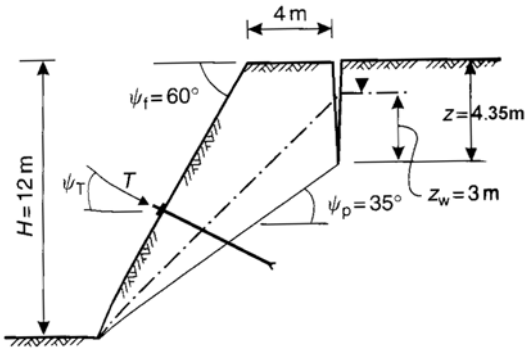
12 m yüksekliğinde ve 60° eğimle bir kaya şev kazısı yapılmıştır. Kazının yapıldığı kaya, kazı içine doğru 35° eğimli ve devamlı tabakalanma düzlemleri içermektedir. Kazı tepesinden 4 m geride bulunan 4,35 m derinliğindeki çekme çatlağının 3 m'lik kısmı suyla doludur (Şekil 6.15). Kayma yüzeyinin dayanım parametreleri şu şekildedir:

Kohezyon, c = 25 kPa
Sürtünme açısı, ϕ = 37°

Kayanın birim ağırlığı 26 kN/m³ ve suyun birim ağırlığı da 9,81 kN/m³'dür.

İstenen

Duraysızlık için en olası yenilmenin düzlemsel olduğunu varsayarak, aşağıdaki duraylılık koşullarını analiz ediniz:



Şekil 6.15 Örnek Problem 6.1 için düzlemsel yenilme geometrisi.

Emniyet Katsayısı Hesaplamaları

(a) Şekil 6.15'de verilen koşullar için emniyet katsayısını hesaplayınız.
(b) Çekme çatlağının tamamının suyla dolu olduğu durum için emniyet katsayısını belirleyiniz.
(c) Şevin tamamının drenajlı olduğu durumdaki emniyet katsayısını hesaplayınız.
(d) Şevin tamamının drenajlı olduğu varsayımıyla, yakında yapılan patlatmalardan kaynaklanan aşırı titreşimlerden dolayı kohezyonun da sıfıra düştüğü durum için emniyet katsayısını hesaplayınız.
(e) 4,35 m derinliğin çekme çatlağı için kritik derinlik olup olmadığını belirleyiniz (bkz. Şekil 6.6).

Kaya Ankrajları Kullanılarak Şevin Güçlendirilmesi

(a) Kohezyonu sıfır olan drenajlı şevin, gerdirilmiş ankrajların kayma düzlemi altındaki sağlam kayaya yerleştirilmesiyle güçlendirilmesi önerilmektedir. Ankrajların kayma düzlemine dik açı ile yerleştirildiği (yani ψ_T = 55° olduğu) ve şevin doğrultu boyunca her bir metresi için ankrajlardaki toplam yükün 400 kN olduğu durumda emniyet katsayısını hesaplayınız.
(b) ψ_T'nin 55°'den 20°'ye düştüğü durum için emniyet katsayısını hesaplayınız.

(c) Her bir ankraj üzerine gelen yükün 250 kN olması halinde, bir ankraj yerleştirme paterni öneriniz. Yani, şev uzunluğu için 400 kN/m'lik ankraj yüklemesine karşılık gelecek şekilde, her bir düşey sıradaki ankraj sayısını, ankrajlar arasındaki yatay ve düşey mesafeyi bulunuz.

Çözüm

Emniyet Katsayısı Hesaplamaları

(a) Emniyet katsayısı, (6.4)-(6.10) eşitlikleri kullanılarak hesaplanır.
Bloğun ağırlığı 1241 kN/m [(6.8) eşitliği] ve kayma düzleminin alanı 13,34 m²'dir [(6.5) eşitliği]. Çekme çatlağında z_w = 3,0 m su derinliği için, blok üzerine etkiyen su kuvvetleri U ve V sırayla 196,31 kN/m ve 44,15 kN/m'dir [(6.6) ve (6.7) eşitlikleri].

$$F_s = \{cA + (W\cos\psi_p - U - V\sin\psi_p)\tan\phi\} / \{W\sin\psi_p + V\cos\psi_p\}$$
$$= \{125(13{,}34) + (1241{,}70\cos 35 - 196{,}31 - 44{,}15\sin 35)\tan 37\} / \{1241{,}70\sin 35 + 44{,}15\cos 35\}$$
$$= 1{,}25$$

(İnşaat mühendisliği uygulamalarında, sonuçtaki etkileri büyük olan kalıcı bir şev için, bu genellikle marjinal bir emniyet katsayısı olarak kabul edilir.)

(b) Çekme çatlağının tamamının suyla dolu (yani, z_w = 4,35 m) olduğu durumdaki emniyet katsayısı:

$$F_s = \{333{,}50 + (1017{,}14 - 284{,}57 - 53{,}23) \times \tan 37\} / \{712{,}21 + 76{,}02\}$$
$$= 1{,}07$$

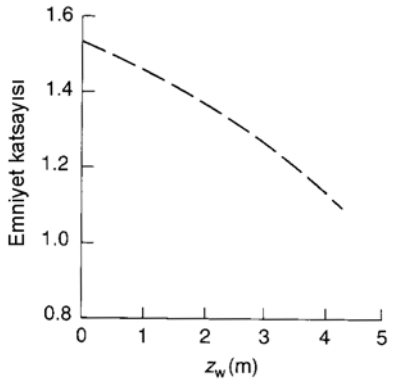
(Bu durum, şevin yenilmeye yakın olduğuna işaret eder).

(c) Şevin tamamının drenajlı olduğu durumda (yani, z_w = 0 için) emniyet katsayısı:

$$F_s = \{333{,}50 + 1017{,}14\tan 37\} / 712{,}21$$
$$= 1{,}54$$

(Bu genellikle yeterli bir emniyet katsayısıdır.) Emniyet katsayısı değerleri Şekil 6.16'da grafiğe aktarılmıştır.

(d) Şevin drenajlı olduğu ve kayma düzlemindeki kohezyonun patlatma titreşimlerinden dolayı 25 kPa'dan sıfıra düştüğü durumdaki emniyet katsayısı:



Şekil 6.16 Örnek Problem 6.1'de çekme çatlağındaki su derinliği ile emniyet katsayısı ilişkisi.

$$F_s = \{0 + 1017{,}14\tan 37\} / 712{,}21$$
$$= 1{,}08$$

Kohezyon kaybı, emniyet katsayısını 1,54'den 1,08'e düşürmektedir; bu durum, şevin kayma düzlemi kohezyonuna olan hassasiyetini gösterir.

(e) Şekil 6.6(a)'da kritik çekme çatlağı derinliğinin 4,32 m (yani, z/H = 0,36) olduğu görülmektedir; bu değer, çekme çatlağının konumuna yakın bir değerdir (yani, 4,35/12 = 0,36).

Kaya Ankrajları Kullanılarak Şevin Güçlendirilmesi

(a) Kaya ankrajları ile güçlendirilmiş şevde düzlemsel yenilmeye karşı emniyet katsayısı (6.22) eşitliği kullanılarak hesaplanır. Bu durumda, şev drenajlı ve kohezyon da sıfırdır:

$$c = U = V = 0 \qquad (6.40)$$

Bu nedenle, ψ_T = 55°'lik açıyla yerleştirilmiş 440 kN/m'lik güçlendirme kuvveti (T) için emniyet katsayısı:

$$F_s = \frac{(W\cos\psi_p + T\sin(\psi_T + \psi_p))\tan\phi}{W\sin\psi_p - T\cos(\psi_T + \psi_p)}$$

$$= \frac{\{1241{,}70\cos 35 + 400\sin(55+35)\}\tan 37}{1241{,}70\sin 35 - 400\cos(55+35)}$$

= 1067,90 / 712,21

= 1,5

(b) Ankrajların ψ_T = 20°'lik açıyla yerleştirilmiş olması halinde emniyet katsayısı:

$$F_s = \frac{\{1241{,}70\cos 35 + 400\sin(20+35)\}\tan 37}{1241{,}70\sin 35 - 400\cos(20+35)}$$

= 1013,38 / 482,78

= 2,10

Bu durum, kaya ankrajlarının kayma düzleminin normalinden daha düşük açılarda yerleştirilmesinin sağlayabileceği iyileşmeyi göstermektedir. Optimum açı aşağıdaki durumda elde edilir:

$\psi_{T(opt)} = (\phi - \psi_p)$ [bkz. (623) eşitliği]

= (37° – 35°)

= 2° ve emniyet katsayı da 2,41'dir.

(c) Kaya ankraj paterni, şevdeki ankrajların dağılımı olabildiğince eşit olacak şekilde planlanmalıdır. Her bir düşey sırada dört adet ankraj yerleştirilmesi halinde, düşey sıralar arasındaki yatay açıklık (S) aşağıdaki gibi hesaplanır:

$$S = \frac{T_B n}{T}\left(\frac{\text{kN}}{\text{kN/m}}\right) \qquad (6.24)$$

= 240,4 / 400

≈ 2,5 m

Bölüm 7

Kama Tipi Yenilme

7.1 Giriş

Önceki bölümde, doğrultusu şevin doğrultusuna paralel, eğimi şev ile aynı yönde olan tek bir düzlem üzerinde meydana gelen kaymanın sebep olduğu şev yenilmesi üzerinde durulmuştu. Düzlemsel yenilme analizinin, düzlemin doğrultusunun şevinki ile $\pm 20^0$ içinde kalması halinde gerçekleşeceği belirtilmişti. Bu bölümde, süreksizliklerin şev yüzeyine verev olduğu ve kaymanın da bu tür iki düzlemin arakesit çizgisi boyunca geliştiği durumları (Şekil 7.1) içeren şev yenilmesi üzerinde durulacaktır. Kama tipi yenilmeler, jeolojik ve geometrik koşulların düzlemsel yenilmelere kıyasla çok daha geniş bir aralıkta değiştiği koşullarda meydana gelir; bu nedenle, kama duraylılığının incelenmesi kaya şev mühendisliğinin önemli bir bileşenini oluşturur. Kamaların analizi jeoteknik literatüründe kapsamlı bir şekilde ele alınmış olup, bu konudaki çalışmalar daha çok Goodman (1964), Wittke (1965), Londe (1965), Londe vd. (1969, 1970) ve John'ın (1970) incelemelerine dayanmaktadır.

Bu bölümde, kesişen iki düzlemin oluşturduğu kamayı ortaya çıkaran yapısal jeoloji koşulları tanımlanmış; kamaları stereonet üzerinde teşhis etme yöntemleri ortaya konmuştur. Stereonet ile kamanın şekli, arakesit çizgisinin yönelimi ve kayma yönü belirlenmektedir. Bu bilgi, bir şevdeki kamanın kayma potansiyelini değerlendirmede kullanılabilmektedir. *Kinematik analiz* olarak adlandırılan bu prosedürün amacı, emniyet katsayısı hakkında kesin bir bilgi sağlamamakla beraber, potansiyel olarak duraysız kamaları teşhis etmektir.

Şekil 7.1 Arakesit çizgisi yamaç topuğundan dışarı çıkan iki devamlı süreksizliğin üzerindeki kaymayı ve çekme çatlağını oluşturan bir üst düzlemi içeren tipik kama yenilmesi (Grant Pass, Oregon yakınındaki 5 No'lu otoyol üzerinde sağlam, volkanik kayada).

Bölümde ayrıca, kesme dayanımının sadece sürtünme açısından oluştuğu ve kama üzerinde su basıncı veya ankraj kuvveti gibi dış etkilerin bulunmadığı durumlarda kamanın emniyet katsayısını bulmada kullanılabilen tasarım diyagramları verilmiştir. Bundan başka, kamayı oluşturan iki düzlem üzerindeki kesme dayanımının kohezyon ve içsel sürtünme açısı ile tanımlandığı ve her bir düzlemin kesme dayanımının farklı olduğu kamaların emniyet katsayısını hesaplamada

kullanılabilen denklemler sunulmuştur. Analizde ayrıca su basıncı da ele alınabilmektedir.

Bir çekme çatlağının varlığı ve su basınçları, gerdirilmiş ankrajlar, sismik ivmeler veya köprü temelleri gibi dış kuvvetlerin etkisi, bu denklemlerin karmaşıklığını önemli derecede arttırır. Kama analizinin kapsamlı çözümü Ek III'de verilmiştir.

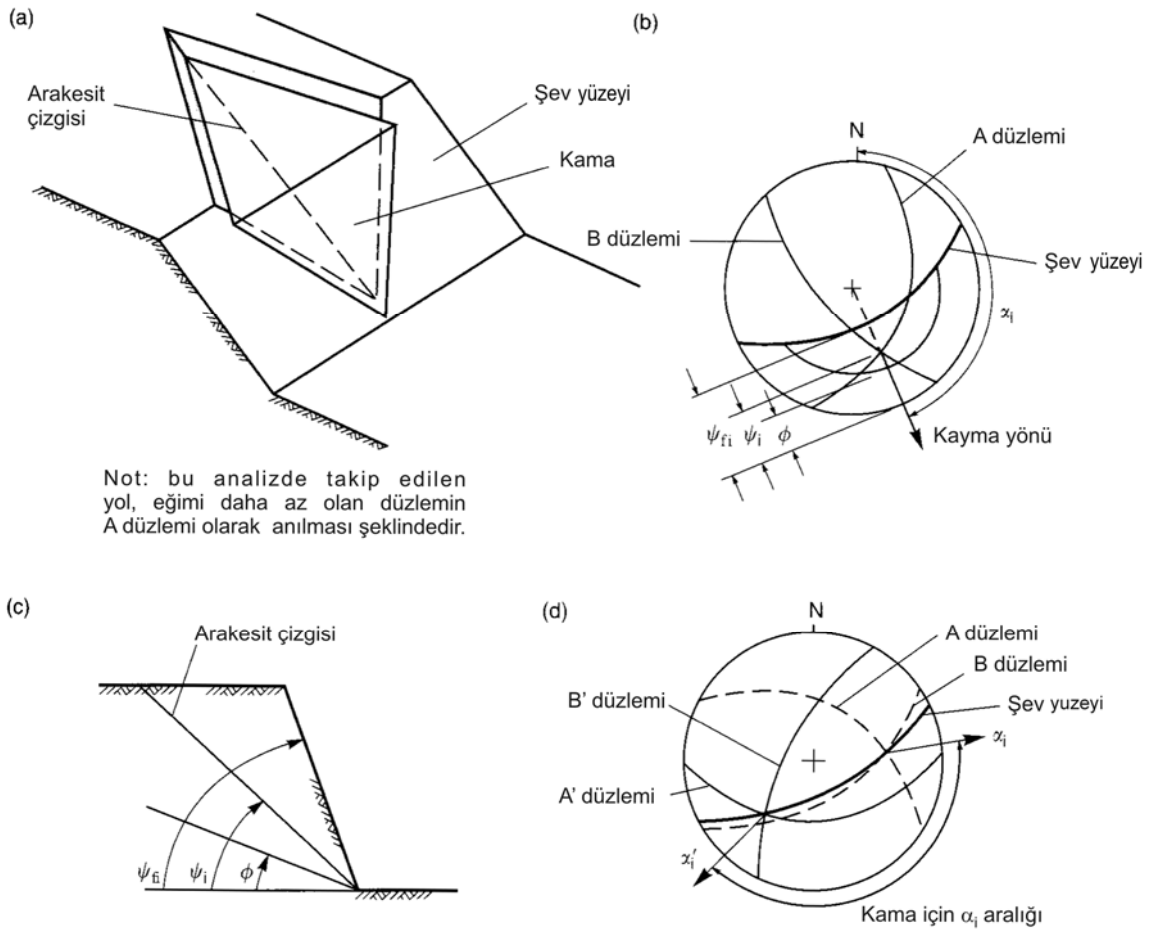
7.2 Kama Geometrisinin Tanımı

Şekil 7.1 ve 7.2'de görülen tipik kama yenilmeleri, kamaların analitik değerlendirmesinde normalde varsayılan koşulları göstermektedir. Şekil 7.1'de, kamanın iki devamlı ve düzlemsel süreksizlik ile oluşturulduğu, bu düzlemlerin arakesit çizgisinin kaya şevinin tam topuğunda dışarı çıktığı bir yarma görülmektedir. Bunun anlamı, arakesit çizgisinin gidişi ile şev eğim yönünün yaklaşık aynı olmasıdır. Ayrıca, arakesitin dalımı 50-55° arasında iken, kamayı oluşturan düzlemlerin sürtünme açıları 35-40° arasındadır. Yani, arakesit çizgisinin dalımı sürtünme açısından büyüktür. Bu koşullar, kama yenilmesi için gerekli kinematik şartı sağlamaktadır. Şekil 7.1'de ayrıca saha koşullarındaki küçük bir değişimin duraylı bir şevi verdiği durum da görülmektedir. Örnek olarak, arakesit çizgisi hafifçe şev yüzeyinin arkasında kalmış olsaydı ya da süreksizliklerden sadece biri devamsız olsaydı, yamaçta yenilme olmazdı.

Şekil 7.2'de görülen kama, sol tarafta tabakalanma düzlemleri ile sağ tarafta bir eklem takımı tarafından oluşturulmuştur. Şekil 7.1'de olduğu gibi, arakesit çizgisi şev eğimi ile aynı yönde ve yamaç yüzeyini kestiği için yenilme meydana gelmiştir. Ancak, bu kamadaki yenilme tamamıyla tabakalanma düzlemi boyunca gelişmiş, eklem takımı sadece salıverme düzlemi olarak çalışmıştır. Bu nedenle, eklemin kesme dayanımının duraylılık üzerine bir etkisi söz konusu değildir.

Kaymanın temel mekaniğini analiz etmek için, kamanın geometrisi Şekil 7.3'de tanımlanmıştır. Bu geometriye dayalı olarak, kama tipi yenilme için genel koşullar aşağıdaki gibidir:

Şekil 7.2 Tabakalanma (solda) ve eklem takımı (sağda) ile oluşturulan kama; kayma tabakalanma düzlemi üzerinde gelişmiş, eklem de salıverme yüzeyi olarak davranmıştır (tabakalı şeyl; Helena, Montana yakını).



Şekil 7.3 Kama tipi yenilme için geometrik koşullar: (a) Kama tipi yenilmenin genel görünümü; (b) yenilmenin mümkün olduğu yerde arakesit çizgisinin yönelimini ve arakesit çizgisi dalımının (ψ_i) bir aralığını gösteren stereoplot; (c) arakesit çizgisine dik açıdan şeve bakış; (d) yenilmenin mümkün olduğu yerde arakesit çizgisinin gidişinin (α_i) bir aralığını gösteren stereoplot.

1. İki düzlemin arakesiti daima bir çizgidir [Şekil 7.3(a)]. Stereonet üzerinde arakesit çizgisi, düzlemlere ait iki büyük dairenin kesiştiği nokta ile temsil edilir ve çizginin yönelimi o çizginin gidişi (α_i) ve dalımı (ψ_i) ile tanımlanır [Şekil 7.3(b)].
2. Arakesit çizgisinin dalımı şevin eğiminden küçük ve iki düzlemin sürtünme açılarının ortalamasından büyük (yani, $\psi_{fi} > \psi_i > \phi$) olmalıdır [Şekil 7.3(b)]. Şev yüzeyinin eğimi (ψ_{fi}) arakesit çizgisine dik olan bakış yönünden ölçülür. ψ_{fi}'nin, sadece arakesit çizgisinin eğim yönünün şev yüzünün eğim yönü ile aynı olması halinde, ψ_f ile aynı olacağına dikkat ediniz.
3. Kaymanın oluşması için, arakesit çizgisinin şev yüzeyini kesmesi gerekir; arakesit çizgisinin gidişi için olası aralık α_i ile α_i' arasındadır [Şekil 7.3(d)].

Genelde, iki büyük daire arasındaki kesişme noktasının Şekil 7.3(b)'deki taralı alana düşmesi halinde kayma oluşabilir. Bunun anlamı, stereonetin kama tipi yenilmenin kinematik olarak mümkün olup olmadığını göstermesi demektir. Ancak, kamanın gerçek emniyet katsayısı; aşağıdaki altbölümlerde tanımlandığı gibi, kamanın geometrisinin ayrıntılarına, her bir düzlemin kesme dayanımına ve su basıncına bağlı olduğundan, stereonetten belirlenemez.

A ve *B* düzlemlerinin arakesit çizgisinin gidişi (α_i) ve dalımı (ψ_i) stereonet üzerinde belirlenebilir veya aşağıdaki iki denklem kullanılarak hesaplanabilir:

$$\alpha_i = \tan^{-1}\left(\frac{\tan\psi_A \cos\alpha_A - \tan\psi_B \cos\alpha_B}{\tan\psi_B \sin\alpha_B - \tan\psi_A \sin\alpha_A}\right) \quad (7.1)$$

$$\psi_i = \tan\psi_A \cos(\alpha_A - \alpha_i) = \tan\psi_B \cos(\alpha_B - \alpha_i) \quad (7.2)$$

Burada, α_A ve α_B düzlemlerin eğim yönleri ve ψ_A ile ψ_B de bu düzlemlerin eğimleridir. (7.1) eşitliği birbirinden 180° ayrı iki çözüm verir; doğru değer α_A ile α_B arasında yer alır.

7.3 Kama Tipi yenilmenin Analizi

Kaymaya direncin sadece sürtünmeden kaynaklandığı ve iki düzlemin sürtünme açısının da (ϕ) aynı olduğu varsayımı ile, Şekil 7.3'de tanımlanan kamanın emniyet katsayısı aşağıdaki gibi hesaplanır:

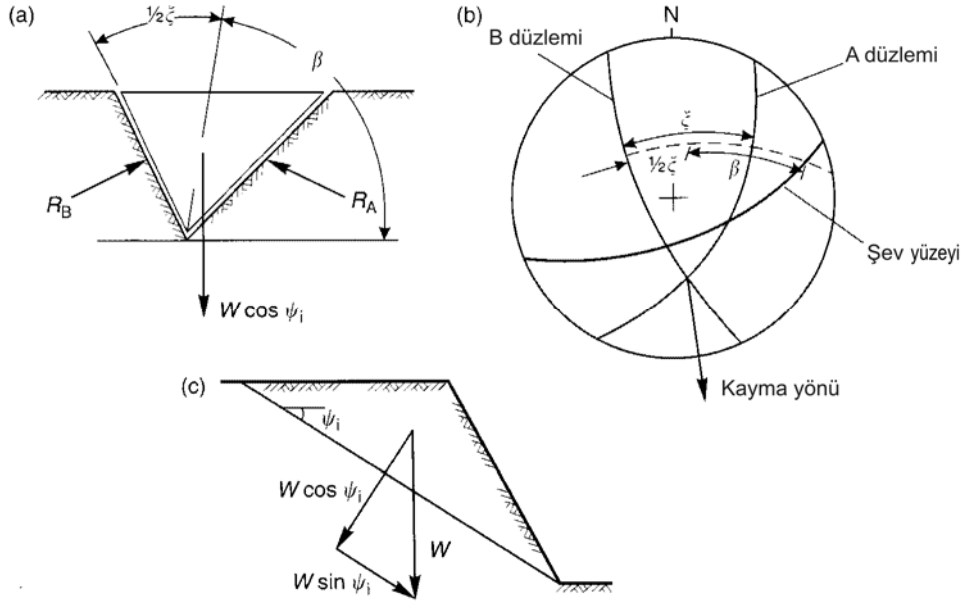
$$F_s = \frac{(R_A + R_B)\tan\phi}{W\sin\psi_i} \quad (7.3)$$

Burada, R_A ve R_B (Şekil 7.4'de gösterildiği gibi) *A* ve *B* düzlemleri tarafından sağlanan normal tepkiler olup, ağırlığın arakesit çizgisi eğim yönündeki bileşeni $W\sin\psi_i$'dir. R_A ve R_B kuvvetlerinin bulunması, aşağıda verildiği gibi bu kuvvetlerin arakesit çizgisi boyunca normal ve paralel bileşenlerine ayrılmasıyla elde edilir:

$$R_A \sin(\beta - 0{,}5\xi) = R_B \sin(\beta + 0{,}5\xi) \quad (7.4)$$

$$R_A \cos(\beta - 0{,}5\xi) + R_B \cos(\beta + 0{,}5\xi) = W\cos\psi i \quad (7.5)$$

Buradaki ξ ve β açıları Şekil 7.4(a)'da tanımlanmıştır. ξ ve β açıları stereonet üzerinde arakesit çizgisinin ve iki kayma düzleminin kutuplarını içeren büyük daire üzerinde ölçülür. Denge koşullarını sağlamak için, reaksiyonların normal bileşenleri eşittir [(7.4) eşitliği] ve paralel bileşenlerin toplamı da ağırlığın arakesit çizgisine dik bileşenine eşittir [(7.5) eşitliği].



Şekil 7.4 Kamanın emniyet katsayısının hesaplanması için kuvvetlerin bileşenlerine ayrılması: (a) Şev yüzeyinden kamaya bakış; β ve ξ açıları ile, kayma düzlemleri üzerindeki tepkiler olan R_A ve R_B'nin tanımları; (b) β ve ξ açılarının ölçülmesini gösteren stereonet; (c) kama ağırlığının (*W*) bileşenlerine ayrılmasını gösteren kama kesiti. (b'deki β açısı hatalı. KK)

R_A ve R_B'nin değerleri aşağıdaki gibi (7.4) ve (7.5) eşitliklerinin çözülmesi ve toplanmasıyla elde edilir:

$$R_A + R_B = \frac{W \cos\psi_i \sin\beta}{\sin(\xi/2)} \tag{7.6}$$

Böylece,

$$F_s = \frac{\sin\beta}{\sin(\xi/2)} \cdot \frac{\tan\phi}{\tan\psi_i} \tag{7.7}$$

olur. Başka bir ifadeyle:

$$F_{sW} = K\, F_{sp} \tag{7.8}$$

Burada, F_{sW} = kamanın sadece sürtünme ile desteklenen emniyet katsayısı ve F_{sp} = sürtünme açısı ϕ olan kayma düzleminin arakesit çizgisinin ψ_i açısı ile aynı açıda eğimli olduğu düzlemsel kaymanın emniyet katsayısıdır.

K kama faktörü olup, Şekil (7.7)'de görüldüğü gibi kamanın kapsama açısına (ξ) ve tilt (β) açısına bağlıdır. ξ ve β değerlerinin bir aralığına karşılık gelen *K* değerleri Şekil 7.5'deki diyagramda verilmiştir.

Kamaların bu altbölümde tartışıldığı gibi hesaplanan emniyet katsayısı elbette ki basit bir yaklaşımdır; çünkü, düzlemlerin farklı sürtünme açılarını, kohezyonu veya su basınçlarını hesaba katmamaktadır. Bu faktörler analize dahil edildiği zaman, denklemler daha karmaşık olmaktadır. Bu denklemleri arazide doğrudan ölçülemeyen ξ ve β açıları cinsinden elde etmek yerine, doğrudan ölçülebilir eğimler ve eğim yönleri cinsinden daha kapsamlı bir analiz sunulmuştur. Aşağıdaki altbölümlerde kayma düzlemlerinde kohezyon ve içsel sürtünme açısı ile birlikte su basıncı içeren kamanın emniyet katsayısı denklemleri verilmiştir. Bir kamanın duraylılık analizi için kapsamlı denklemlerin tamamı Ek III'de verilmiştir; bu analize kamanın şekil ve boyutlarını tanımlayan parametreler, her bir kayma yüzeyindeki farklı kesme dayanımları, su basınçları ve iki dış kuvvet dahil edilmiştir.

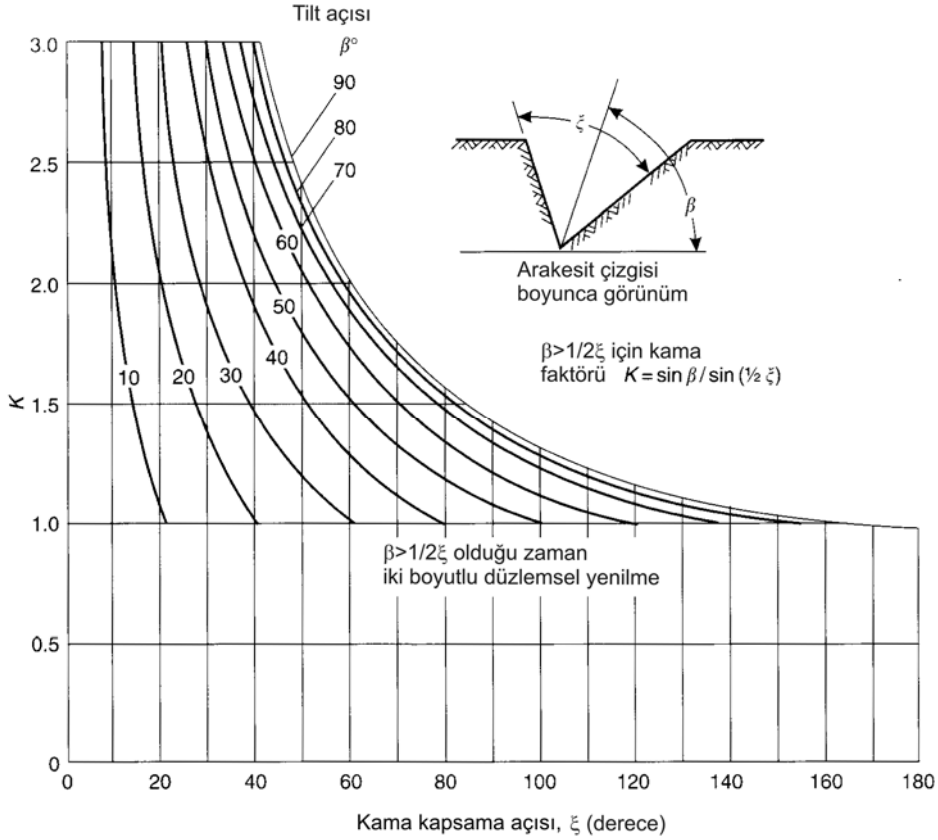
Bu altbölümde, kamanın kapsama açısı 90° altına düşerken, kamalanma hareketinin önemli etkisi gösterilmiştir. Düzlemsel yenilme analizi ile belirlenen emniyet katsayısında 2 veya 3 kat artış pratikte büyük önem taşır; çünkü, Şekil 7.5'de görüldüğü gibi, bir kamanın emniyet katsayısı düzlemsel yenilmeninkinden önemli derecede büyük olabilir. Bu nedenle, kaya şevin duraylılığını kontrol etme olasılığı bulunan yapısal özelliklerin şev yüzüne paralel olmadığı durumlarda duraylılık analizi bu bölümde açıklanan üç boyutlu yöntemlerle yapılmalıdır.

7.4 Kohezyon, Sürtünme Açısı ve Su Basıncı İçeren Kama Analizi

Altbölüm 7.3'de kama tipi yenilmeye neden olabilen geometrik koşullar tartışılmış olsa da, kamanın boyutları hesaba katılmadığından, bu kinematik analiz emniyet katsayısı konusunda sınırlı bilgiler sağlar. Bu altbölümde bir kamanın emniyet katsayısının hesaplanmasında şev geometrisini, iki düzlemin farklı kesme dayanımlarını ve su basıncını hesaba katan bir yöntem tanımlanmıştır (Hoek vd., 1973). Ancak, bu analizin sınırlamaları; çekme çatlağının bulunmaması ve ankraj kuvveti gibi bir dış kuvvetin dahil edilememesidir.

Şekil 7.6'da, aşağıdaki analizde ele alınacak olan kamanın geometrisi ve boyutları verilmiştir. Bu analizde şev üst yüzeyinin şev yüzüne kıyasla verev eğimli olabileceğine ve bu şekilde kitapta buraya kadar ele alınan duraylılık analizlerinde söz konusu olan bir kısıtlamayı ortadan kaldırdığına dikkat ediniz. Şevin toplam yüksekliği (*H*) kaymanın geliştiği varsayılan arakesit çizgisinin üst ve alt uçları arasındaki kot farkıdır. Bu analiz için varsayılan su basıncı dağılımı; kamanın kendisinin geçirimsiz olduğu, suyun kamaya 3 ile 4 numaralı arakesit çizgilerinden girdiği ve kamayı da 1 ve 2 numaralı arakesit çizgilerinden terk ettiği hipotezine dayanır. Sonuçta oluşan su basıncı dağılımı Şekil 7.6(b)'de verilmiştir. Maksimum basınç 5

numaralı arakesit çizgisi boyunca oluşurken; 1, 2, 3 ve 4 numaralı arakesit çizgileri boyunca basınç sıfırdır. Bu basınç, maksimum değerin şev yüksekliği orta mesafesinde oluştuğu, yaklaşık maksimum basıncın da $0{,}5\gamma_w H$ değerine eşit olduğu bir üçgen basınç dağılımıdır. Bu su basıncının, aşırı sağanak yağışlar sırasında ve şevin doygun olduğu uç koşullarda gelişebileceği düşünülmektedir.



Şekil 7.5 Kama geometrisinin fonksiyonu olarak kama faktörü *K*.

Üzerinde kaymanın geliştiği iki düzlem *A* ve *B* düzlemleri olarak adlandırılır; eğimi daha düşük olan düzlem *A* düzlemidir. Kamayı tanımlamada kullanılan beş arakesit çizgisine ait numaraların açıklaması da aşağıdaki gibidir:

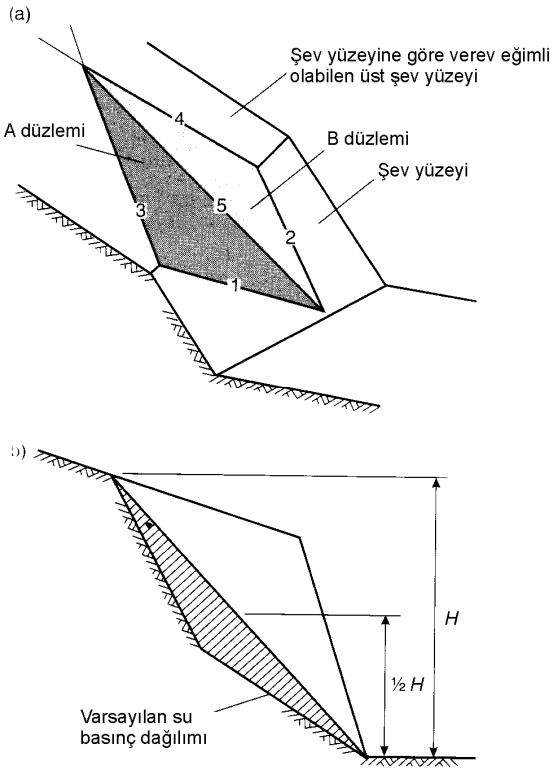
1. *A* düzleminin şev yüzeyi ile arakesiti
2. *B* düzleminin şev yüzeyi ile arakesiti
3. *A* düzleminin şev üst yüzeyi ile arakesiti
4. *B* düzleminin şev üst yüzeyi ile arakesiti
5. *A* ve *B* düzlemlerinin arakesiti.

Kama kaymasının daima 5 numara olarak adlandırılan arakesit çizgisi boyunca geliştiği varsayılır ve kaymanın emniyet katsayısı da aşağıdaki gibi ifade edilir (Hoek vd., 1973):

$$F_s = \frac{3}{\gamma_r H}(c_A X + c_B Y) + \left(A - \frac{\gamma_w}{2\gamma_r} X\right)\tan\phi_A + \left(B - \frac{\gamma_w}{2\gamma_r} Y\right)\tan\phi_B \qquad (7.9)$$

Burada, c_A ve c_B = kohezyonlu dayanımlar, ϕ_A ve ϕ_B = *A* ve *B* düzlemleri üzerindeki sürtünme açıları, γ_r = kayanın birim ağırlığı, γ_w = suyun birim ağırlığı ve *H* = kamanın toplam

yüksekliğidir. *X*, *Y*, *A* ve *B* boyutsuz faktörleri kamanın geometrisine bağlıdır.



Şekil 7.6 Kayma düzlemlerinde sürtünme, kohezyon ve su basıncı etkilerini de içeren duraylılık analizinde kullanılan kama geometrisi: (a) Arakesit çizgilerinin ve düzlemlerin üç boyutlu görünümü; (b) kamanın yüksekliğini ve su basıncı dağılımını gösteren, arakesit çizgisine (5) dik yönde yandan bakış.

X, *Y*, *A* ve *B* parametrelerinin değerleri aşağıdaki eşitliklerden hesaplanır:

$$X = \frac{\sin\theta_{24}}{\sin\theta_{45}\cos\theta_{2.\mathrm{na}}} \tag{7.10}$$

$$Y = \frac{\sin\theta_{13}}{\sin\theta_{35}\cos\theta_{1.\mathrm{nb}}} \tag{7.11}$$

$$A = \frac{\cos\psi_{\mathrm{a}} - \cos\psi_{\mathrm{b}}\cos\theta_{\mathrm{na.nb}}}{\sin\psi_5\sin^2\theta_{\mathrm{na.nb}}} \tag{7.12}$$

$$B = \frac{\cos\psi_{\mathrm{b}} - \cos\psi_{\mathrm{a}}\cos\theta_{\mathrm{na.nb}}}{\sin\psi_5\sin^2\theta_{\mathrm{na.nb}}} \tag{7.13}$$

Burada, ψ_a ve ψ_b sırayla A ve B düzlemlerinin eğimleri ve ψ_5 de arakesit çizgisinin (5 numaralı çizginin) eğimidir. Bu denklemlerin çözümü için gerekli açılar en uygun şekilde kama ve şevin geometrisini tanımlayan stereonet üzerinden ölçülebilir (Şekil 7.7).

Bu altbölümde açıklanan denklemlerin uygulaması, Tablo 7.1'de verilen parametreler ile birlikte aşağıdaki örnekte yapılmıştır.

Kamanın toplam yüksekliği (*H*) 40 m, kayanın birim ağırlığı 25 kN/m^3 ve suyun birim ağırlığı 9,81 kN/m^3'tür.

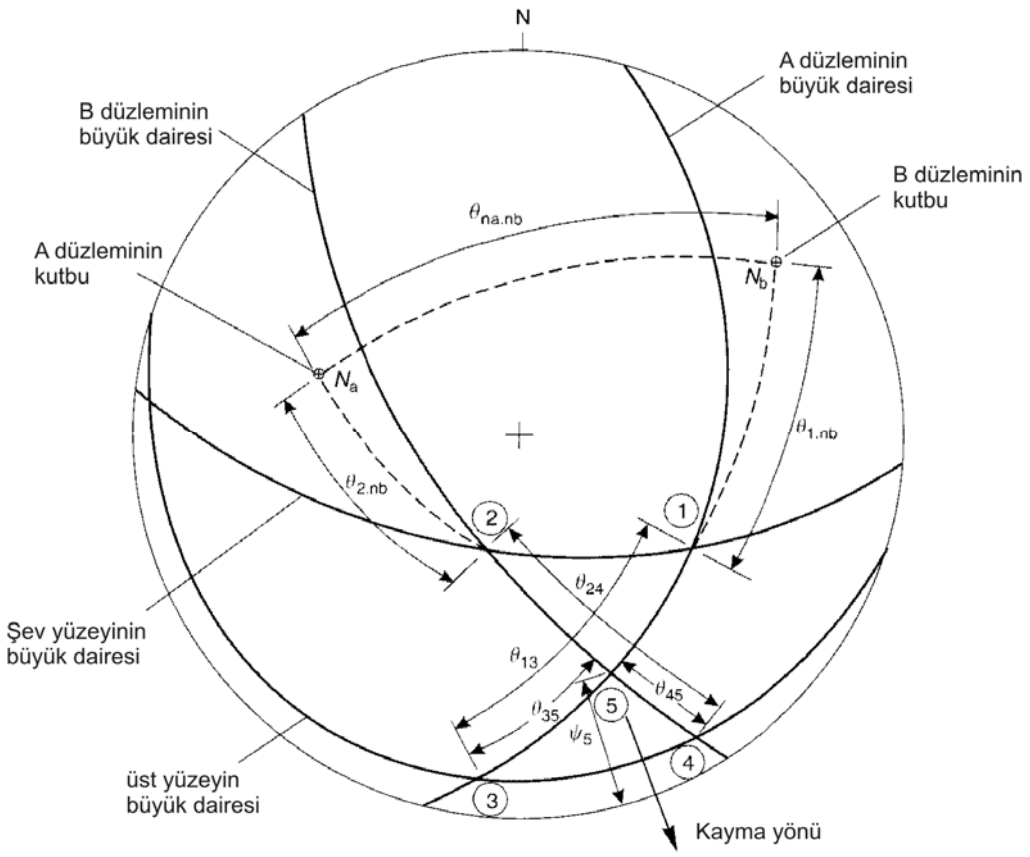
Bu örnekteki dört düzlemin büyük dairelerini gösteren stereonet Şekil 7.7'de verilmiş olup, (710)-(7.13) denklemlerinin çözümü için gerekli tüm açılar bu şekil üzerinde işaretlenmiştir.

Emniyet katsayısının belirlenmesi en kolay olarak Tablo 7.2'de sunulan hesaplama tablosunda yapılır. Hesaplamaların bu tarzda yapılması sadece kullanıcıya tüm sonuçları kontrol etme olanağı sağlamakla kalmayıp, aynı zamanda her bir değişkenin genel emniyet katsayısına sağladığı katkıyı da gösterir. Bu nedenle, her iki düzlem üzerinde kohezyonun sıfıra düşmesinin etkisi kontrol edilmek istenirse, iki gruptaki c_A ve c_B kohezyon değerlerinin sıfıra eşitlenmesiyle emniyet katsayısı 0,62 bulunur. Alternatif olarak, su basıncının etkisini benzeştirmek üzere, su yoğunluğu değiştirmek suretiyle drenajın etkisi kontrol edilebilir. Bu örnekte, şev tamamen drenajlı olduğu zamanki emniyet katsayısı 1,98'dir.

Tablo 7.1 Kamanın özelliklerini tanımlayan parametreler.

Düzlem	*Eğim*	*Eğim yönü*	*Özellikler*
A	45	105	ϕ_A=30°, c_A=24 kPa
B	70	235	ϕ_B=20°, c_B=48 kPa
Şev yüzü	65	185	
Şev üst yüzü	12	195	

Önceki bölümlerde vurgulandığı gibi, bu parametrelerin değerinin doğru bir şekilde tanımlanması zor olduğundan, emniyet katsayısının malzeme özelliklerine veya su basınçlarına olan bu hassasiyetinin kontrol edilme kolaylığı oldukça önemlidir.



Şekil 7.7 Kama duraylılık analizi için gerekli verilerin stereonet üzerinde gösterilmesi.

7.5 Sadece Sürtünme İçin Kama Duraylılık Diyagramları

Şev drenajlı ve *A* ile *B* yüzeylerindeki kohezyon sıfır ise, bir kamanın duraylılığı çabucak kontrol edilebilir. Bu şartlar altında (7.9) denklemi aşağıdaki duruma indirger:

$$F_s = A\tan\phi_A + B\tan\phi_B \qquad (7.14)$$

A ve *B* boyutsuz faktörlerinin iki düzlemin eğimlerine ve eğim yönlerine bağlı olduğu bulunur. Bu iki faktörün değerleri belirli bir aralıktaki kama geometrileri için hesaplanmış olup, sonuçlar da bir dizi diyagram şeklinde verilmiştir (Şekil 7.8-7.15).

(7.14) eşitliğinden hesaplanan emniyet katsayısının şev yüksekliğinden, şey yüzeyi eğim açısından ve şev üst yüzeyi eğiminden bağımsız olduğuna dikkat ediniz. Bu nispeten şaşırtıcı sonuç, kama ağırlığının emniyet katsayısı denkleminin hem payında hem de paydasında bulunmasından ve, sadece sürtünme durumunda bu terimler devre dışı kaldığı için, geride emniyet katsayısını tanımlayan boyutsuz bir oran kalmasından ileri gelir. Altbölüm 1.4'te tartışıldığı gibi, şevin drenajlı ve kohezyonun da sıfır olması durumunda, düzlemsel yenilmenin emniyet katsayısı da şev boyutlarından bağımsızdır. Bu basitleştirme, bu diyagramları kullananlara kamanın kayma düzlemlerini oluşturan iki süreksizliğin eğimlerini ve eğim yönlerine dayalı olarak şev duraylılığını kısa yoldan kontrol etme olanağı sağlamasından dolayı çok faydalıdır. Böyle bir analize örnek, bu bölümün sonlarına doğru verilmiştir.

Çok sayıda yapılan deneme hesaplamaları, sadece sürtünmeyi içeren duraylılık diyagramlarından elde edildiği

şekliyle, şevin en olumsuz koşulların kombinasyonlarına maruz kalması halinde bile, emniyet katsayısı 2,0'den büyük olan bir kamanın yenilmesinin ihtimal dışı olduğunu göstermiştir. Altbölüm 7.4'de en kötü koşullar (sıfır kohezyon ve maksimum su basıncı) için emniyet katsayısının 0,62 olduğu örneği göz önüne alınız. Bu değer, sadece sürtünmenin olduğu 1,24'lük emniyet katsayısının %50'sidir. Bu nedenle, sadece sürtünme durumu için emniyet katsayısı 2,0 olsaydı, iki durum için de emniyet katsayısı oranlarının sabit kalması varsayılarak, en kötü koşullar için emniyet katsayısı 1,0 olurdu.

Tablo 7.2 Kama duraylılığı hesaplama çizelgesi.

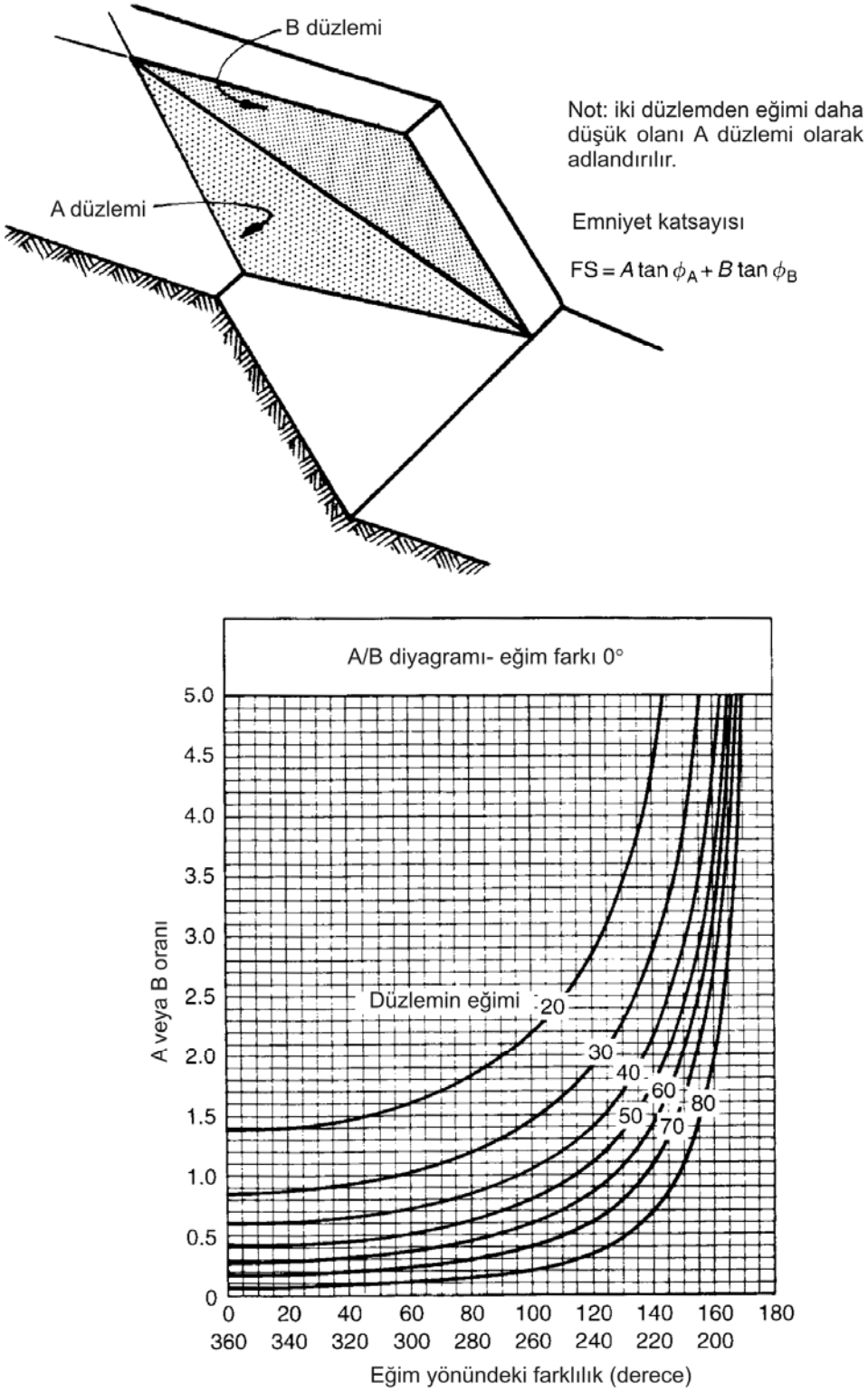
Girdi verileri	*Fonksiyon değeri*	*Hesaplanan değerler*
$\psi_a = 45^0$	$\cos\psi_a = 0{,}707$	
$\psi_b = 70^0$	$\cos\psi_b = 0{,}342$	$A = \dfrac{\cos\psi_a - \cos\psi_b \cos\theta_{na.nb}}{\sin\psi_5 \sin^2\theta_{na.nb}} = \dfrac{0{,}707 + 0{,}342x0{,}191}{0{,}518x0{,}964} = 1{,}548$
$\psi_5 = 31{,}2^0$	$\sin\psi_5 = 0{,}518$	
$\theta_{na.nb} = 101^0$	$\cos\theta_{na.nb} = -0{,}191$	$B = \dfrac{\cos\psi_b - \cos\psi_a \cos\theta_{na.nb}}{\sin\psi_5 \sin^2\theta_{na.nb}} = \dfrac{0{,}342 + 0{,}707x0{,}191}{0{,}518x0{,}964} = 0{,}956$
	$\sin\theta_{na.nb} = 0{,}982$	
$\theta_{24} = 65^0$	$\sin\theta_{24} = 0{,}906$	
$\theta_{45} = 25^0$	$\sin\theta_{45} = 0{,}423$	$X = \dfrac{\sin\theta_{24}}{\sin\theta_{45}\cos\theta_{2.na}} = \dfrac{0{,}906}{0{,}423x0{,}643} = 3{,}336$
$\theta_{2.na} = 50^0$	$\cos\theta_{2.na} = 0{,}643$	
$\theta_{13} = 62^0$	$\sin\theta_{13} = 0{,}883$	
$\theta_{35} = 31^0$	$\sin\theta_{35} = 0{,}515$	$Y = \dfrac{\sin\theta_{13}}{\sin\theta_{35}\cos\theta_{1.nb}} = \dfrac{0{,}883}{0{,}515x0{,}5} = 3{,}429$
$\theta_{1.nb} = 60^0$	$\cos\theta_{1.nb} = 0{,}500$	
$\phi_A = 30^0$	$\tan\phi_A = 0{,}577$	
$\phi_B = 20^0$	$\tan\phi_B = 0{,}364$	
$\gamma_r = 25$ kN/m³	$\gamma_w / 2\gamma_r = 0{,}196$	$F_s = \dfrac{3}{\gamma_r H}(c_A X + c_B Y) + \left(A - \dfrac{\gamma_w}{2\gamma_r} X\right)\tan\phi_A + \left(B - \dfrac{\gamma_w}{2\gamma_r} Y\right)\tan\phi_B$
$\gamma_w = 9{,}81$ kN/m³	$3c_A / \gamma H = 0{,}072$	
$c_A = 24$ kPa	$3c_B / \gamma H = 0{,}144$	
$c_B = 48$ kPa		$F_s = 0{,}241 + 0{,}494 + 0{,}893 - 0{,}376 + 0{,}348 - 0{,}244 = 1{,}36$
$H = 40$ m		

Bu tür deneme hesaplamalarına dayalı olarak, sadece sürtünmeye dayalı duraylılık diyagramlarının, yeterince duraylı olan ve ayrıntılı analizlere gerek duyulmayan şevleri; yani, emniyet katsayısı 2,0'nin üzerinde olan şevleri tanımlamada kullanılması önerilir. Sadece sürtünme açısına dayalı şevlerin 2,0'den küçük emniyet katsayısı potansiyel olarak duraysız kabul edilmeli ve Altbölüm 7.6 ile Ek III'de açıklandığı gibi ayrıntılı incelemeye tabi tutulması gerekir.

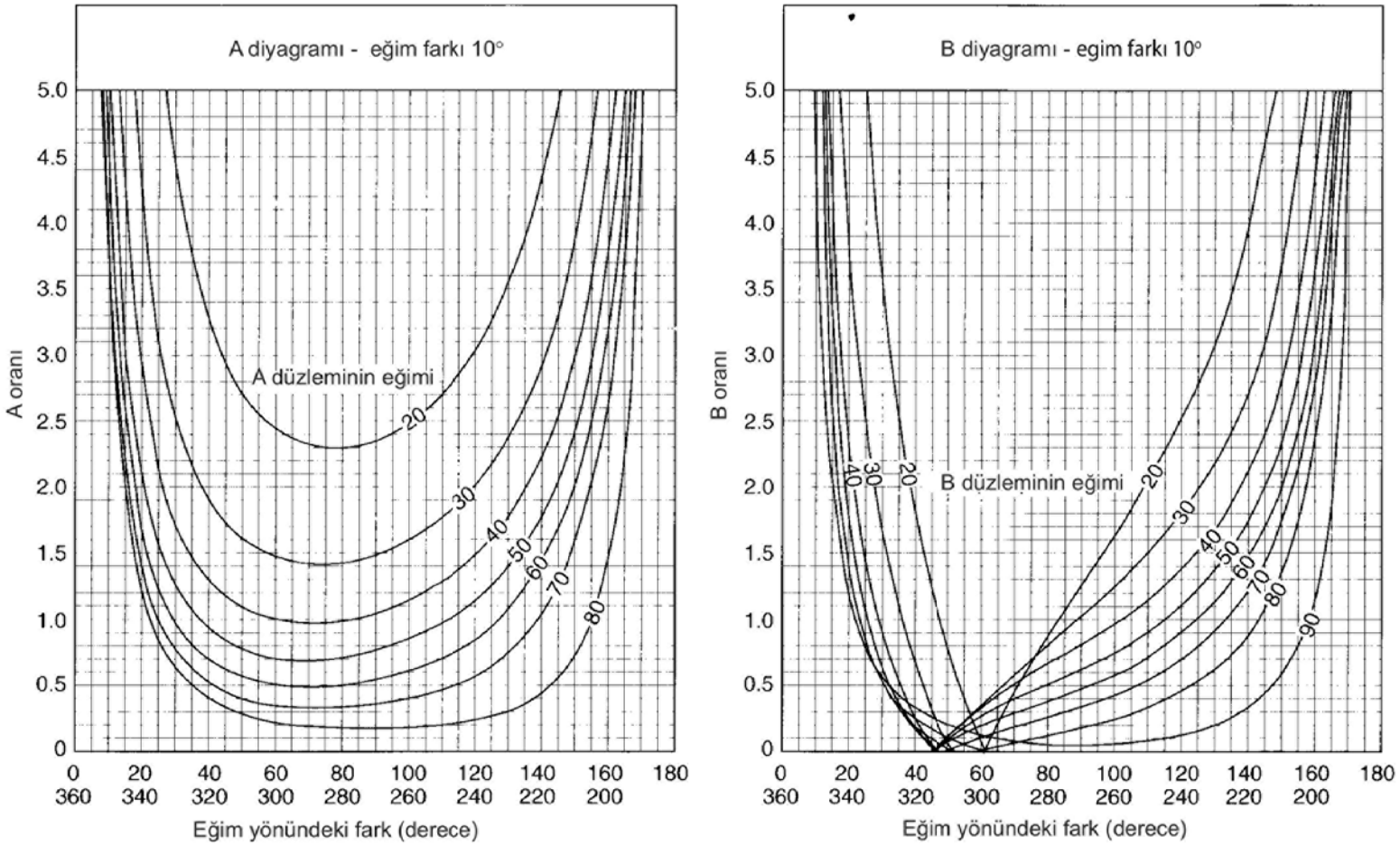
Çok sayıdaki projede yarma şevlerinin tasarımında bu sadece sürtünmeli duraylılık diyagramlarının, şev projesinin ön tasarımında ve planlama aşamalarında gerekli tüm bilgileri sağladığı bulunmuştur. Bu bilgi, şev kazısı başlamadan önce potansiyel olarak duraysız kamaların teşhis edilmesine yardımcı olacaktır. İnşaat sırasında, sözgelimi kazı ilerlerken yüzeylerin haritalanmasında ve destek için bir karar vermede duraylılık koşullarının kısa yoldan değerlendirilmesinde bu diyagramlar kullanılabilir. Emniyet katsayısı 2,0'den küçük ise, bir kaya ankraj paterni tasarlamada ayrıntılı analiz kullanılabilir (bkz. Ek III).

Tablo 7.3 Sadece sürtünme için kama duraylılık analizi.

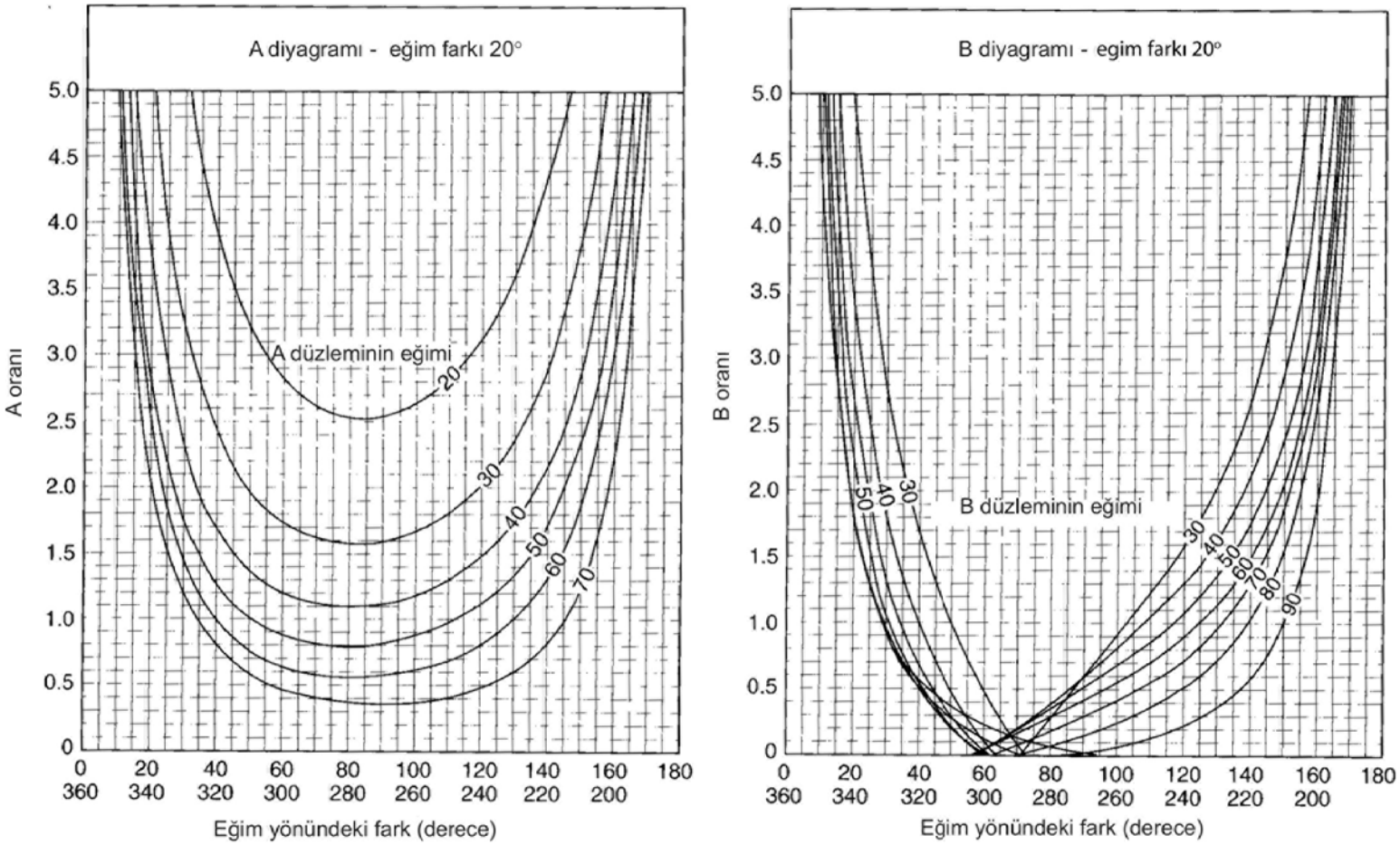
	Eğim	*Eğim yönü*	*Sürtünme açısı*
A düzlemi	40	165	35
B düzlemi	70	285	20
Farklar	30	120	



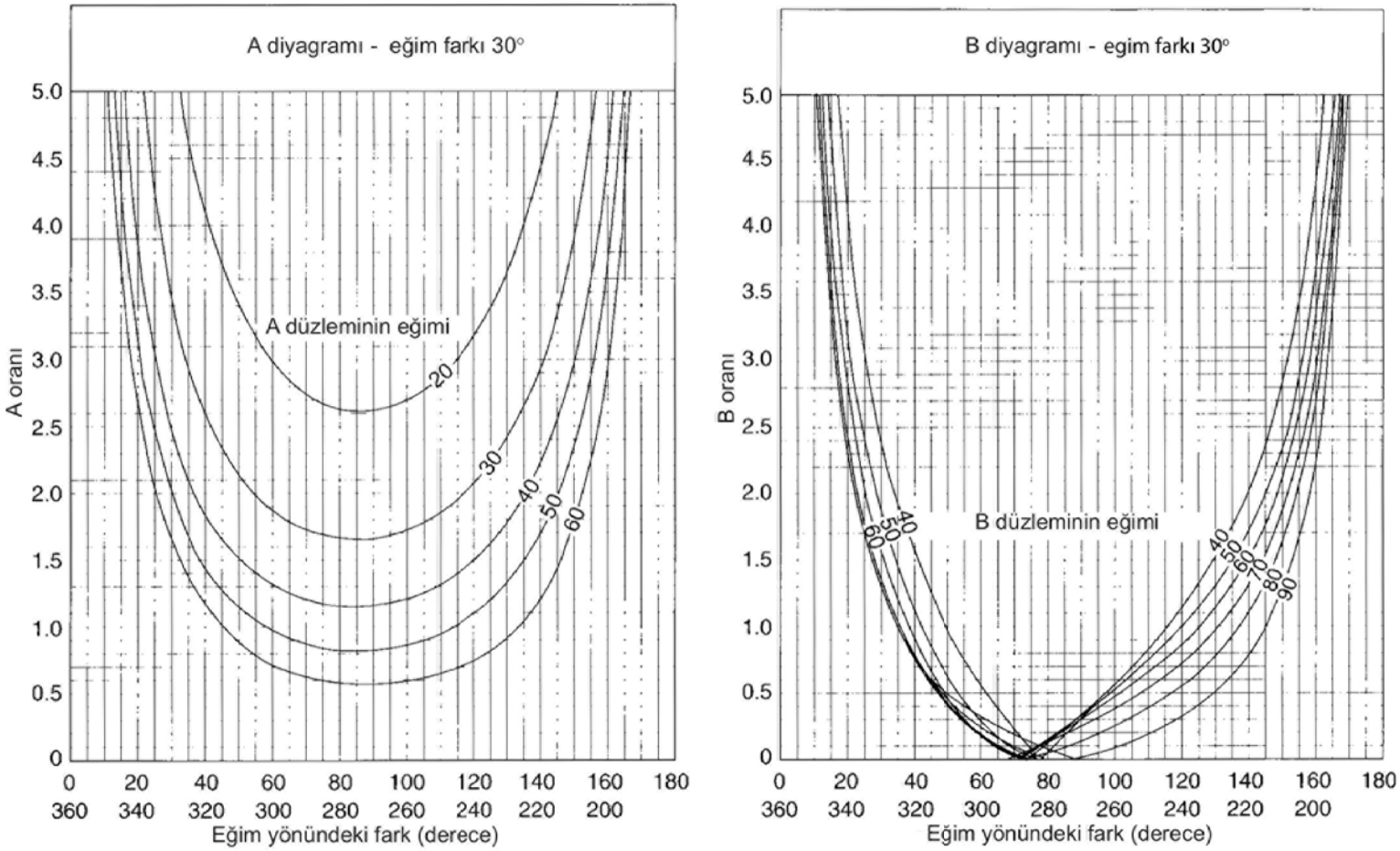
Şekil 7.8 Sadece sürtünmeye dayalı şev duraylılık diyagramları: Eğim farkının sıfır olduğu durumda *A* ve *B* diyagramları.



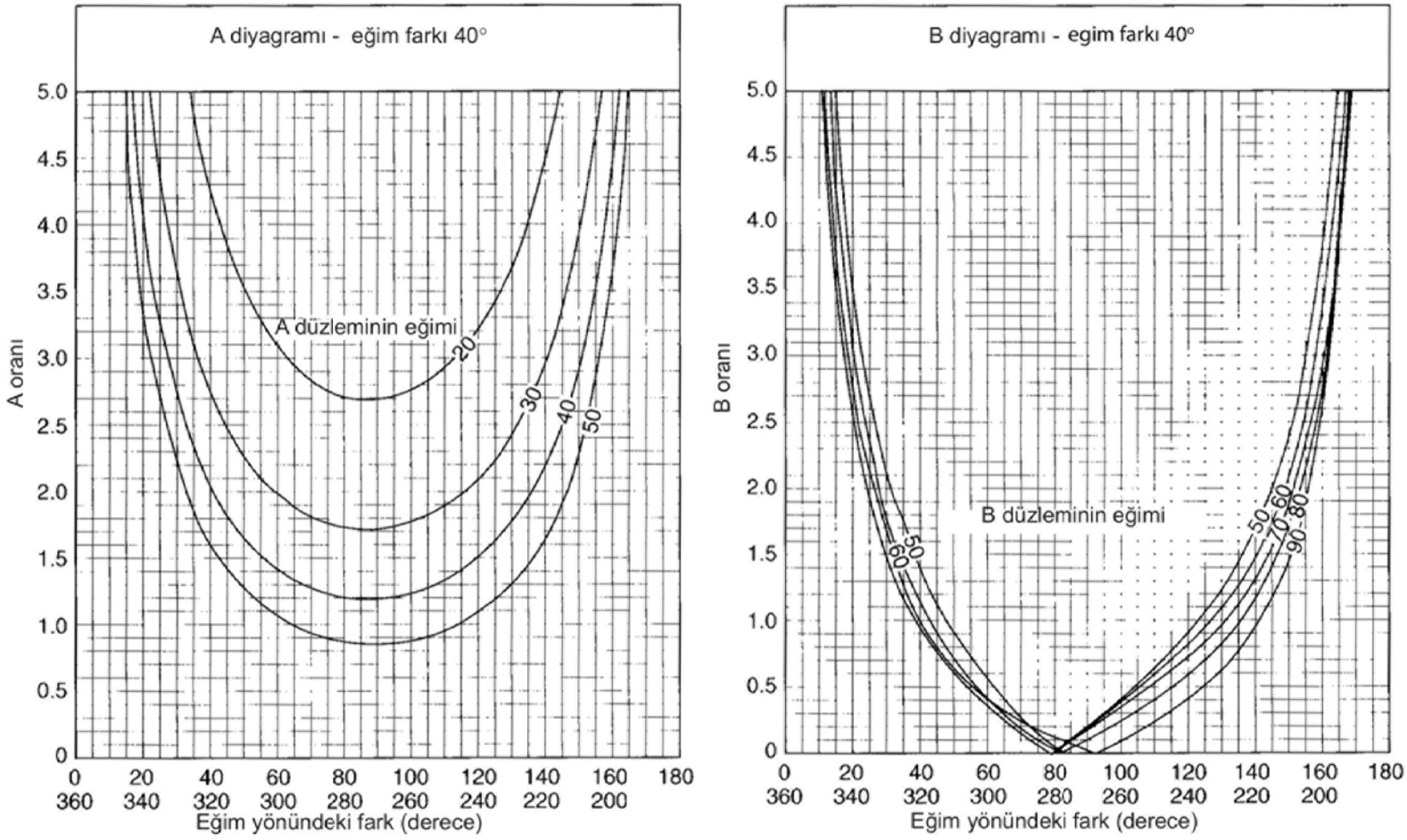
Şekil 7.9 Sadece sürtünmeye dayalı şev duraylılık diyagramları: Eğim farkının 10^0 olduğu durumda *A* ve *B* diyagramları.



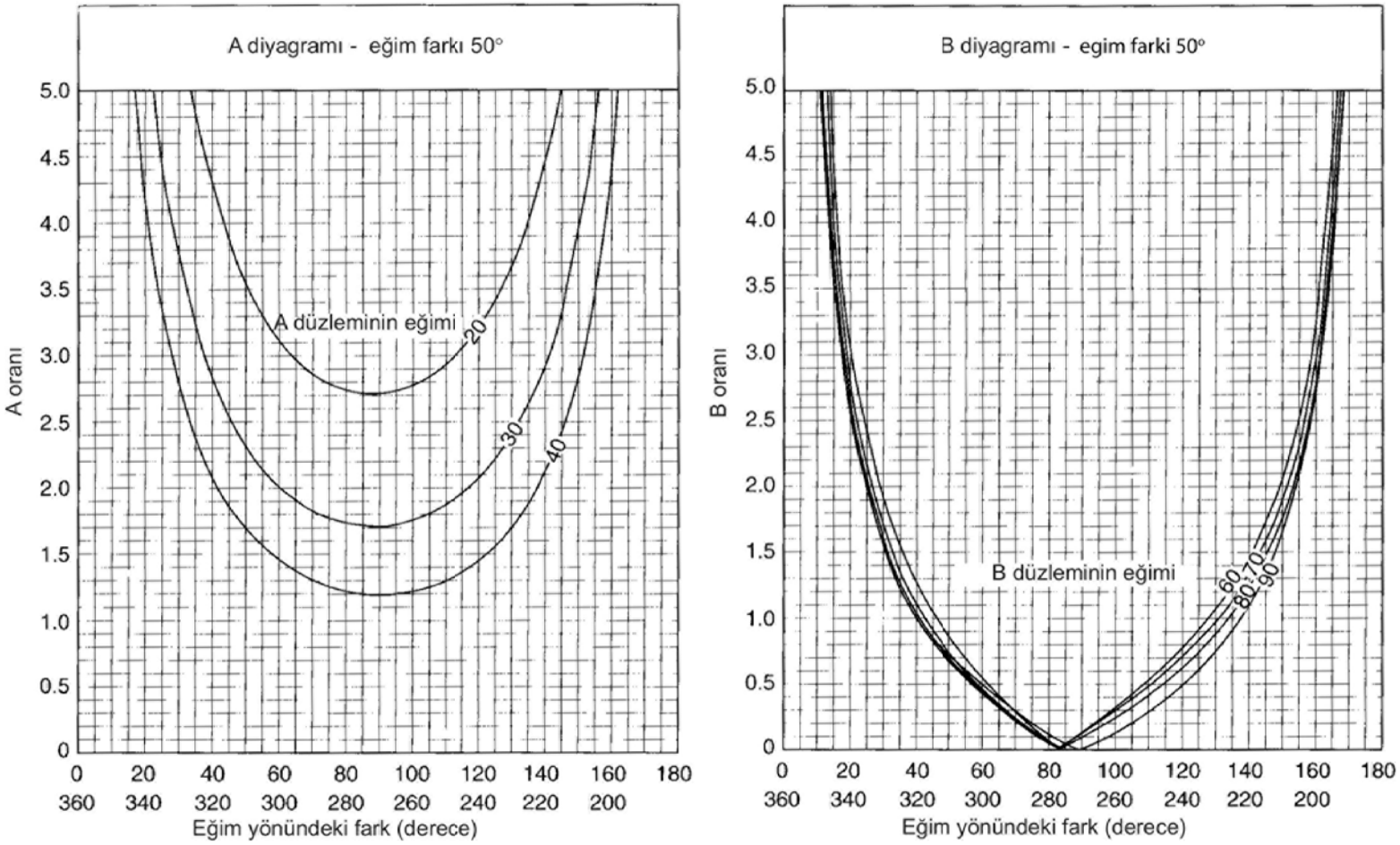
Şekil 7.10 Sadece sürtünmeye dayalı şev duraylılık diyagramları: Eğim farkının 20^0 olduğu durumda *A* ve *B* diyagramları.



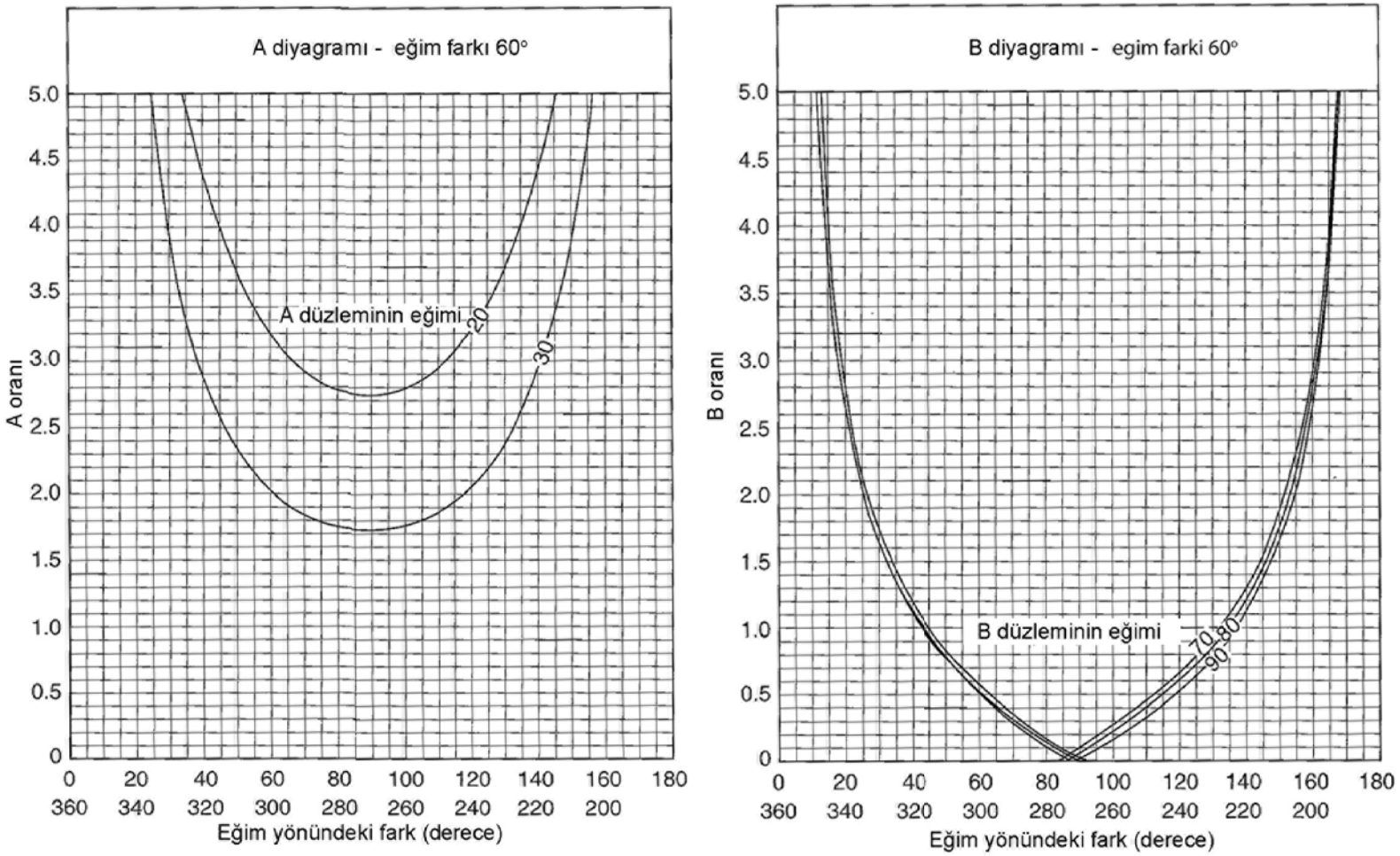
Şekil 7.11 Sadece sürtünmeye dayalı şev duraylılık diyagramları: Eğim farkının 30^0 olduğu durumda *A* ve *B* diyagramları.



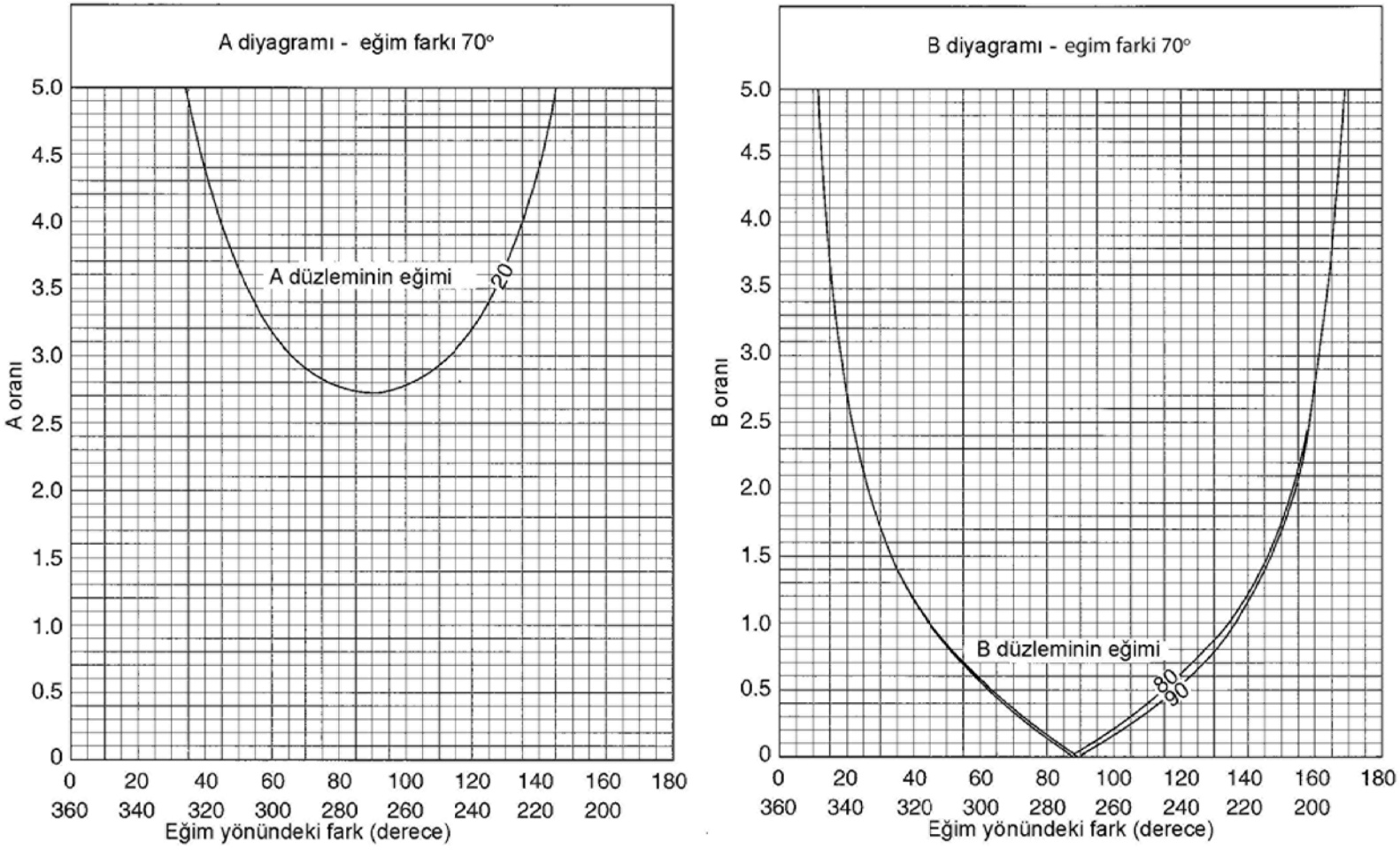
Şekil 7.12 Sadece sürtünmeye dayalı şev duraylılık diyagramları: Eğim farkının 40^0 olduğu durumda *A* ve *B* diyagramları.



Şekil 7.13 Sadece sürtünmeye dayalı şev duraylılık diyagramları: Eğim farkının 50^0 olduğu durumda *A* ve *B* diyagramları.



Şekil 7.14 Sadece sürtünmeye dayalı şev duraylılık diyagramları: Eğim farkının 60^0 olduğu durumda *A* ve *B* diyagramları.



Şekil 7.15 Sadece sürtünmeye dayalı şev duraylılık diyagramları: Eğim farkının 70^0 olduğu durumda *A* ve *B* diyagramları.

Aşağıdaki örnekte sadece sürtünme diyagramlarının kullanımı gösterilmiştir (*A* düzlemi daha az eğimlidir; Tablo 7.3).

Analizde ilk adım, eğim açılarındaki farkın ve eğim yönleri arasındaki farkın mutlak değerinin hesaplanmasıdır (Tablo 7.3'de üçüncü satır). 30°'lik eğim yönü farkı için *A* ve *B* oranlarının değerleri Şekil 7.11'deki iki diyagramdan 120°'lik eğim yönü için bulunur. *A* ve *B*'nin değerleri sırayla 1,5 ve 0,7 olup, bunların (7.4) eşitliğinde yerlerine konmasıyla emniyet katsayısı 1,30 olarak bulunur.

A ve *B*'nin değerleri, düzlemlerden her birinin emniyet katsayısına katkısı hakkında doğrudan bir fikir verirler.

7.5.1 Sadece Sürtünme Diyagramlarını Kullanarak Kama Analizine Örnek

Planlanan bir karayolu için güzergah çalışması sırasında inşaat mühendisi şevlerin tasarımında kullanılabilecek maksimum güvenli açılar için yardım istemiştir. Mostralarda yapılan kapsamlı jeolojik haritalar ve karotlu sondajlar, yolun açılacağı kaya kütlesinde beş süreksizlik takımının bulunduğunu ortaya koymuştur. Bu süreksizliklerin eğimleri ve eğim yönleri bu ölçümlerdeki değişimler ile birlikte Tablo 7.4'de verilmiştir.

Tablo 7.4 Kama analizi örneğinde süreksizlik takımlarının yönelimleri.

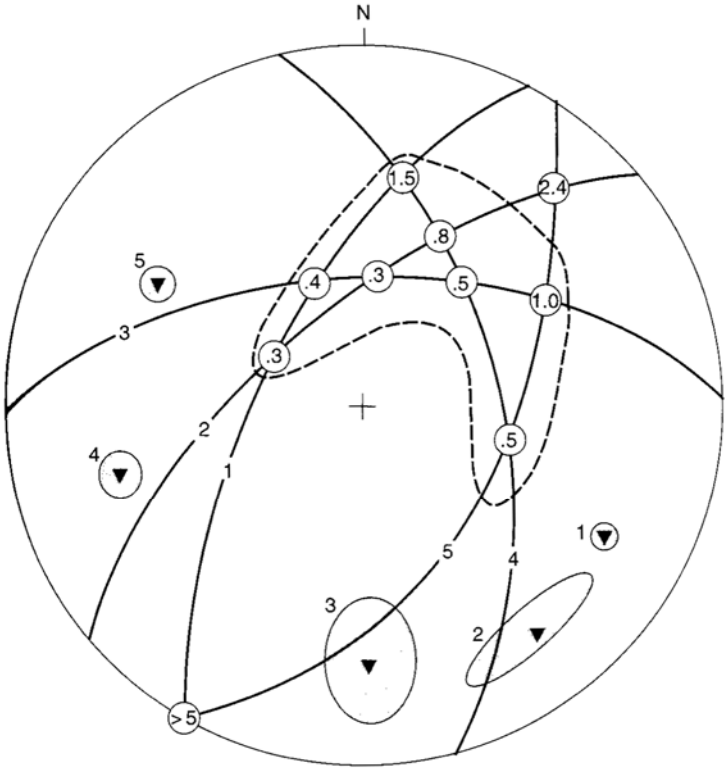
Süreksizlik takımı	*Eğim*	*Eğim yönü*
1	66±2	298±2
2	68±6	320±15
3	60±16	360±10
4	58±6	76±6
5	54±4	118±2

Haritalamanın birkaç km'lik uzunluk boyunca tüm güzergahı kapsamasından dolayı, eğim ve eğim yönü ölçümlerindeki saçılımın analizde hesaba katılabileceğine dikkat ediniz.

Şekil 7.16'da bu beş süreksizlik takımının kutup yerleri verilmiştir. Bu şekil üzerinde ayrıca kutuplardaki saçılım ile birlikte ortalama kutup lokasyonlarına karşılık gelen büyük daireler çizilmiştir. Büyük dairelerin kesişim noktalarını kuşatan kesikli çizgi, arakesit noktasının kutup noktası çevresindeki saçılım tarafından etkilenme derecesini bulmak üzere stereo çizimin döndürülmesi suretiyle elde edilir. 2 ve 5 numaralı büyük dairelerin arakesiti, 20°'den daha küçük bir arakesit dalım çizgisi vermesi ve bunun da tahmin edilen sürtünme açısı değerinden düşük olmasından dolayı kesikli çizgi içine dahil edilmemiştir.

Süreksizlik kesişimlerinin her birinin emniyet katsayısı 30°'lik bir sürtünme açısı varsayarak (bir miktar interpolasyon yapmak gereklidir) kama diyagramlarından bulunmuş ve değerler de kesişim noktaları üzerinde daire içinde verilmiştir. Bütün düzlemlerin eğimi nispeten yüksek olduğundan, bazı emniyet katsayıları tehlikeli derecede düşük olabilir. Emniyet katsayısı 1,0'den küçük olan şevlerin kazı sırasında yenilme ihtimali bulunduğundan; pratik olan tek çözüm, şevleri arakesit çizgisinin dalımı ile aynı açıda kazmaktır. Emniyet katsayısı 1,0 ile 2,0 arasında ve duraylılığı marjinal olan şevlerde, emniyet katsayısını uygun bir seviyeye çıkarmak için gerekli ankraj kuvvetini belirlemek üzere ayrıntılı bir analiz yapılabilir.

Şekil 7.17(a)'daki stereo çizim, herhangi eğim yönündeki şevler için maksimum güvenli şev açısını bulmada kullanılabilir. Bu stereografik analiz, belirli bir eğim yönüne sahip şev yüzünü temsil eden büyük dairenin duraysız (taralı) bölge dışında kalacak şekilde konumlandırılmasını içerir. Maksimum güvenli şev açıları bu şeklin çevresi etrafında işaretlenir ve bunların konumları da şev yüzeyinin yönelimine karşılık gelir [Şekil 7.17(a)]. Örnek olarak, bu kayayı kat eden bir karayolu yarmasında, güney taraftaki şev 30° olurken, kuzey taraftaki 85° olur [Şekil 7.17(b)].



Notlar:
a. Siyah üçgenler, kaya kütlesinde mevcut beş eklem takımının kutuplarının en olası yerlerine işaret eder.
b. Kutup pozisyonunu çevreleyen taralı alan, ölçümlerdeki saçılımın yayılımını ifade eder.
c. Süreksizlik kombinasyonlarının herbirine ait emniyet katsayısı büyük dairelerin kesişim yerlerinde daire içinde gösterilmiştir.
d. Kesikli çizgi potansiyel duraysızlık alanı sınırlarını ifade eder.

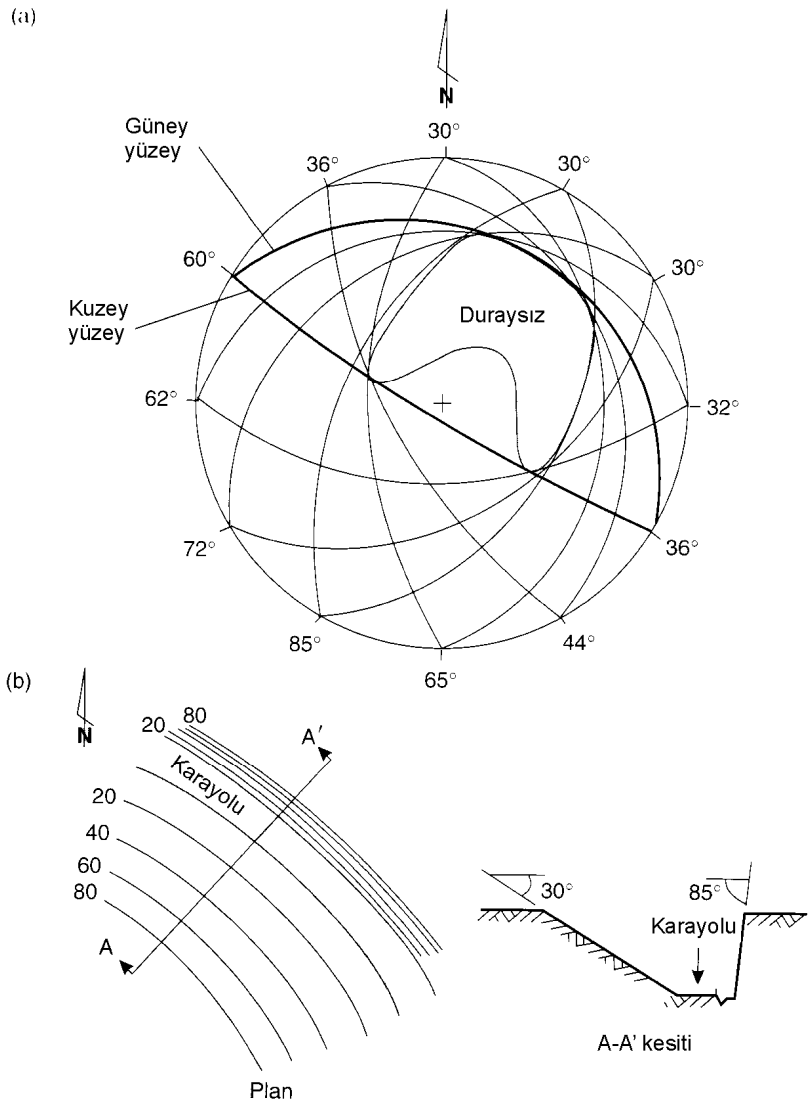
Şekil 7.16 Karayolu şevlerinin geçici tasarımı için jeolojik verilerin stereo çizimi.

7.6 Kapsamlı Kama Analizi

7.6.1 Kapsamlı Analiz İçin Veriler

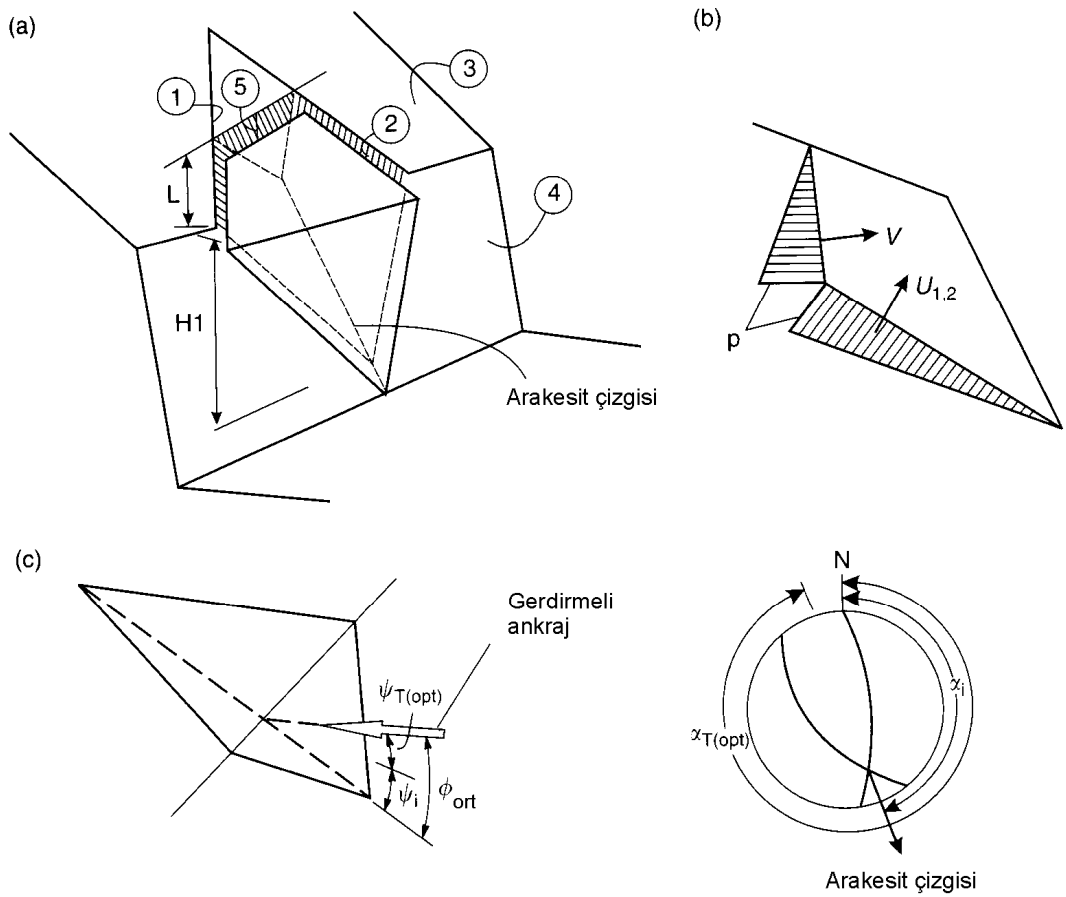
Sadece sürtünmeye dayalı kama diyagramlarının emniyet katsayısını 2,0'den küçük vermesi halinde, istenen emniyet katsayısını elde etmek için (sözgelimi) ankraj kuvvetini hesaplamada kapsamlı duraylılık analizi gerekebilir. Kamanın boyutları ve şekli, her bir kayma düzlemi üzerindeki farklı kohezyon ve sürtünme açısı, su basıncı ve değişik dış kuvvetler bu analizde hesaba katılabilir. Kama üzerine etkide bulunması muhtemel dış kuvvetler gerdirilmiş ankrajlardan başka köprü temeli veya bir yapının kendisi gibi kama üzerine gelen yapı yüklerini içerebilir.

Şekil 7.18'de kapsamlı kama analizinde kullanılan şevin özellikleri sunulmuş olup, bu analizde kullanılan denklemlerin tamamı Ek III'de verilmiştir. Analizdeki temel varsayım, tüm kuvvetlerin kamanın ağırlık merkezine etkidiği ve hiçbir momentin gelişmediğidir.



Şekil 7.17 Kama duraylılık analizine dayalı şev tasarımı: (a) Şekil 7.16'da tanımlanan beş süreksizlik takımını içeren kaya kütlesindeki duraylı şevleri temsil eden büyük dairelerin stereo çizimi; (b) "a" şıkkındaki kama duraylılık analizine dayalı duraylı şev eğim açıları.

- *Kama şekli*: Kamanın şekli beş yüzey ile tanımlanır: Bunlardan ikisi kayma düzlemi (1 ve 2) olup, arakesitleri şev yüzeyini keserek dışarı çıkar. Üçüncüsü şev üst yüzeyi (3 No'lu düzlem), dördüncüsü şev yüzeyi (4 No'lu düzlem) ve beşincisi de çekme çatlağıdır (5 No'lu düzlem) [Şekil 7.18(a)]. Bu yüzeylerin her birinin yönelimi bunların eğim miktarı ve eğim yönü ile tanımlanır. Analizin kabul edebileceği yönelimlerin aralığı; asılı bir yüzeyi, şev üst yüzeyi ve şev için farklı eğim yönlerini ve şev ile aynı ya da ters yönde eğimli çekme çatlağını kapsar.
- *Kama boyutları*: Kamanın boyutları H ve L olmak üzere iki boyut ile tanımlanır [Şekil 7.18(a)]. H, arakesit çizgisinin şev yüzeyini kestiği nokta ile 1 No'lu düzlemin şev üst yüzeyinin arakesitinin arasındaki düşey yükseklik; L ise, 1 No'lu düzlem boyunca ölçülen ve şev yüzeyi (4) tepesi ile çekme çatlağı (5) arasında kalan mesafedir.



Şekil 7.18 Kapsamlı kama analizi: (a) Kamanın büyüklüğünü ve şeklini tanımlayan boyutlar ve yüzeyler; (b) çekme çatlağında ve arakesit çizgisi boyunca etkiyen su basınçları; (c) bir kamanın güçlendirilmesi için optimum ankraj yönelimi.

- *Kama ağırlığı*: Beş düzlemin yönelimi ile bu iki boyut kamanın hacmini bulmada kullanılabilir. Ağırlık da kayanın birim ağırlığından (γ_r) bulunur.
- *Su basınçları*: Çekme çatlağının (5) su ile dolu olduğu ve suyun da 1 ve 2 No'lu düzlemlerin şev yüzeyini (4) kestiği yerden dışarı çıktığı varsayılırsa, üçgen dağılımlı su basınçları 1, 2 ve 5 No'lu düzlemler üzerine etkir [Şekil 7.18(a)]. Çekme çatlağının tabanındaki (ve arakesit çizgisinin tepesindeki) su basıncı, $p = h_5\gamma_w$'dir. Burada, h_5 = çekme çatlağı tepesinden aşağıdaki ortalama düşey derinliktir. U_1, U_2 ve V su kuvvetleri sırayla 1, 2 ve 5 No'lu düzlemler üzerindeki basınçların entegrasyonu ile hesaplanır.
- *Kesme dayanımları*: Kayma düzlemleri (1 ve 2) kohezyon (c) ve sürtünme açısı (ϕ) ile tanımlanan farklı kesme dayanımlarına sahip olabilir. Kesme direnci, kohezyonu kayma düzleminin alanı ile çarptıktan sonra efektif normal gerilme ile sürtünme açısının çarpımına eklemek suretiyle elde edilir. Normal gerilmeler, kama ağırlığını her bir kayma düzleminin normali yönünde bileşenlerine ayırmak suretiyle bulunur [bkz. (7.3)-(7.5) eşitlikleri].
- *Dış kuvvetler*: Kama üzerine etkiyen dış kuvvetler büyüklük ve yönelimleri (dalım ψ ve gidiş α) ile tanımlanırlar. Ek III'de listelenen denklemler toplam iki dış kuvveti kabul edebilir; üç veya daha fazla sayıda dış kuvvet bulunması halinde, gerektiği kadar vektör eklenir.

Analize dahil edilebilecek dış kuvvetlerden biri, sismik yer hareketini benzeştirmede kullanılan psödo-statik kuvvettir (bkz. Altbölüm 6.5.4). Bu kuvvetin yatay bileşeni 1 ve 2 No'lu düzlemlerin arakesit çizgisi ile aynı yönde etkir.

- *Ankraj kuvvetleri*: Kamayı stabilite etmek için gerdirilmiş ankraj yerleştirilmesi halinde, bu ankrajlar dış kuvvetler olarak değerlendirilirler. Belirli bir emniyet katsayısı elde etmek için gerekli en düşük ankraj kuvveti, ankrajların yönelimi ile optimize edilebilir. Arakesit çizgisine göre optimum ankraj dalımı ($\psi_{T(opt)}$) ve gidişi ($\alpha_{T(opt)}$) aşağıdaki gibi bulunur [Şekil 7.18(c)]:

$$\psi_{T(opt)} = (\phi_{ort} - \psi_i) \qquad (7.15)$$

$$\alpha_{T(opt)} = (180 + \alpha_i) \qquad (\alpha_{T(opt)} \leq 360 \text{ için}) \qquad (7.16)$$

Burada, ϕ_{ort} = iki kayma düzleminin ortalama sürtünme açısıdır.

7.6.2 Kapsamlı Analiz İçin Bilgisayar Programları

Ek III'de bir kamanın Altbölüm 7.6.1'de açıklanan girdi parametrelerini kullanarak kapsamlı duraylılık analizini gerçekleştirmede kullanılabilen denklemler listelenmiştir. Bu denklemler ilk olarak John Bray tarafından geliştirilmiş olup, *Rock Slope Engineering* (1981) kitabının üçüncü baskısına dahil edilmişlerdir. Bu analiz yöntemi, kama duraylılığının çabuk ve güvenilir analizine olanak veren çok sayıda bilgisayar programında kullanılmıştır. Ancak, bu analizde aşağıda belirtildiği gibi bazı kısıtlamalar söz konusudur:

Kama Geometrisi: Analiz prosedürü, yüzeyden itibaren 1, 2 ve 3 No'lu düzlemlerin kesiştiği yere kadar uzanan kamanın boyutlarının hesaplanması şeklindedir. Bir sonraki adım; 1 ve 2 No'lu kayma düzlemleri, şev üst yüzeyi (düzlem 3) ve çekme çatlağı (düzlem 5) tarafından oluşturulan ikinci kamanın boyutlarının hesaplanmasıdır. Daha sonra, çekme çatlağının önündeki kamanın boyutları, toplam kamadan ikinci kamanın boyutlarını çıkarmak suretiyle elde edilir [bkz. Ek III'de (III.54)-(III-57) denklemleri]. Çıkarma işlemlerini yapmadan önce; program, bir kamanın oluşup oluşmadığını ve çekme çatlağının da geçerli olup olmadığını kontrol eder [bkz. Ek III'de (III.48)-(III-53) denklemleri]. Şev üst yüzeyinin (düzlem 3) eğiminin 1 ve 2 No'lu düzlemlerin arakesit çizgisinin eğiminden büyük olması veya çekme çatlağının 1, 2 ve 3 No'lu düzlemlerin kesişim yerinden uzakta olması halinde program durur.

Bu testler matematiksel olarak geçerli olmakla birlikte, dağlık sarp arazide yaygın olarak bulunabilen geometrik koşullara izin vermezler. Yani, 3 No'lu düzlem 1 ve 2 No'lu düzlemlerin arakesitinin dalımından daha fazla eğimli ise, şev yüzeyinin gerisinde geçerli bir düzlem 5 oluşturan çekme çatlağı bulunması halinde halen beş düzlemden oluşan bir kama ortaya çıkabilir. Bu fiziksel koşulun arazide mevcut olduğu durumlarda alternatif bir analiz yöntemi, kama çıkarmanın (removal wedge) şekil ve duraylılık koşullarının tamamıyla tanımlanabildiği Anahtar Blok Teorisi'dir (Goodman ve Shi, 1985; Kielhorn, 1999; PanTechnica, 2002).

7.6.3 Kapsamlı Kama Analizine Örnek

Aşağıda verilen örnek, bir kamanın kapsamlı duraylılık analizi ile ilgilidir (Rocscience, 2001). Şekil 7.16'da 3 ve 5 No'lu düzlemler ile oluşturulan kamayı göz önüne alınız. Sadece sürtünme durumunda bu kamanın emniyet katsayısı 1,0 olup, kayma yüzeyleri üzerindeki koşullara bağlı olarak, su basınçları ve sismik yer hareketleri duraysızlığa neden olabilir. Bu analizde Tablo 7.5'de verilen girdi parametrelerine dayalı olarak, emniyet katsayısını 1,5'e çıkarmak için gerekli ankraj kuvveti gösterilmiştir.

Tablo 7.5 Kamayı oluşturan düzlemlerin yönelimleri.

Düzlem	*Eğim*	*Eğim yönü*	*Kesme dayanımı*
3	60	360	ϕ_3=30°, c_3=50 kPa
5	54	118	ϕ_5=30°, c_5=50 kPa
Şev yüzü	76	060	
Üst yüzey	15	070	
Çekme çatlağı	80	060	

Diğer girdi parametreleri aşağıdaki gibidir:

Kama yüksekliği, H_1 = 28 m
Çekme çatlağının uzaklığı, L = 9 m
(şev tepesinden, 3 No'lu düzlem boyunca ölçülür)
Kaya birim ağırlığı, γ_r = 26 kN/m^3
Suyun birim ağırlığı, γ_w = 10 kN/m^3
Sismik katsayı (yatay), k_H = 0,1

Kamanın bu parametreleri kullanan duraylılık analizinden aşağıdaki sonuçlar elde edilir:

(i) Kuru, statik, $c_3 = c_5 = 0$ kPa, $T = 0$, $F_s = 1{,}05$
(ii) z_w = %50, statik, $c_3 = c_5 = 0$ kPa, $T = 0$ $F_s = 0{,}93$
(iii) z_w = %50, $k_H = 0{,}1$, $c_3 = c_5 = 0$ kPa, $T = 0$ $F_s = 0{,}76$
(iv) T = 27,2 MN, $\psi_T = -8^o$, $\alpha_T = 242^o$, z_w = %50, $k_H = 0{,}1$, $c_3 = c_5 = 0$ kPa $F_s = 1{,}5$
(v) T = 38,3 MN, $\psi_T = 10^o$, $\alpha_T = 200^o$ $F_s = 1{,}5$
(vi) z_w = %50, $k_H = 0{,}1$, $c_3 = c_5 = 50$ kPa, $T = 0$ $F_s = 1{,}49$

Durum (i); kuru, statik ve sadece sürtünmeyi kullanan basitleştirilmiş analize karşılık gelir; emniyet katsayısı 1,1'dir. Çekme çatlağının suyla dolu olduğu ve sismik katsayının uygulandığı durumda emniyet katsayısı 0,76'dır [durum (iii)]. Durum (iii)'deki yük koşulunda emniyet katsayısını 1,5' yükseltmek için 27,2 MN'lık bir ankraj kuvveti gerekir [durum (iv)]. Durum (iv)'de ankraj kuvveti arakesit çizgisinin tersi yönde (α_T = 242°) ve yatayın üzerinde 8° açıyla (ψ_T = –8°) uygulanmıştır; (7.15) ve (7.16) eşitlikleriyle tanımlandığı gibi, optimum yönelim budur. Enjeksiyonu kolaylaştırmak için ankrajların yataydan 10° aşağıya eğimle yerleştirilmesi halinde, emniyet katsayısını 1,5'e çıkarmak için gerekli ankraj kuvveti 38,3 MN olur [durum (v)]. Bu sonuç, ankrajları optimum veya ona yakın yönelimde yerleştirilmesinin avantajlarını ortaya koymaktadır.

Durum (vi)'da, kesme direncini önemli derecede arttıracak şekilde kohezyonun geniş bir alanda etkili olmasından dolayı, emniyet katsayısını arttırmada küçük bir kohezyon değerinin çok etkili olduğu gösterilmek istenmiştir.

Bölüm 8

Dairesel Yenilme

8.1 Giriş

Bu kitapta her ne kadar başlıca iyi tanımlanmış süreksizlikler içeren kaya şevlerinin duraylılığı incelense de; aşırı bozuşmuş veya çatlaklı kaya ve kaya dolgular gibi zayıf malzemelerde de şev tasarımları gerekmektedir. Böyle malzemelerdeki yenilmeler, bir dairesel şekle yaklaşan yüzeyler boyunca gelişmektedir (Şekil 8.1); bu bölümde bu tür malzemelerin duraylılık analizi üzerinde durulmuştur.

Şev duraylılık teorilerinin tarihsel gelişimine dair yapılan değerlendirmede Golder (1972) konuyu 300 yıl kadar geriye doğru takip etmiştir. Dairesel analiz yöntemindeki gelişmelerin çoğu 1950 ve 1960'larda gerçekleştirilmiş olup, bu teknikler o zamandan itibaren jeolojik, geometrik, yeraltı suyu ve dış yükleme koşullarının geniş bir aralığını ele alabilecek kadar yetenekli bilgisayar programlarının hazırlanmasında kullanıla gelmiştir. Bu bölümde teorik çalışmanın ilkeleri ele alınmış ve yöntemin tasarım diyagramları ile bilgisayar analiz sonuçlarında kullanımı ortaya konmuştur. Geçen yarım yüzyıllık süre içinde dairesel yenilme konusunda çok geniş bir literatür birikimi ortaya çıkmış olduğundan, konuyu burada özetlemeye yönelik herhangi bir teşebbüste bulunulmamıştır. Taylor (1937), Terzaghi (1943) ve Lambe ve Whitman (1969) gibi klasik zemin mekaniği kitapları ile Skempton (1948), Bishop (1955), Janbu (1954), Morgenstern ve Price (1965), Nonveiller (1965), Peck (1967), Spencer (1967) ve Duncan (1996) gibi makalelerin hepsi zemin şevlerine dair mükemmel denebilecek açıklamalar içermektedir.

Bu bölümde benimsenen yaklaşım, dairesel yenilme için bir dizi şev duraylılık diyagramı sunma şeklindedir. Bu diyagramlar kullanıcıya bir şevin emniyet katsayısını veya emniyet katsayısının yeraltı suyu koşullarına, şev açısına ve malzeme dayanım özelliklerine hassasiyetini kısa yoldan değerlendirme olanağı sağlar. Bu diyagramlar sadece homojen şev malzemeleri içeren ve bu diyagramları geliştirmede varsayılan koşulların geçerli olduğu yerlerdeki dairesel yenilme analizi için kullanılabilir (bkz. Altbölüm 8.4). Daha kapsamlı analiz yöntemleri Altbölüm 8.6'da sunulmuştur. Bu yöntemler (örnek olarak) malzeme özelliklerinin şev içinde değiştiği veya kaymanın bir kısmının zemin-kaya dokanağında meydana geldiği ve kayma yüzeyi şeklinin basit dairesel yaydan önemli ölçüde farklı olduğu yerlerde kullanılabilir.

Bu bölümde başlıca şevlerin iki boyuttaki duraylılığı üzerinde durulmuş ve sonsuz uzunluktaki şevin düzlem birim deformasyon koşulları altında birim dilim olarak modellenebileceği varsayılmıştır. Altbölüm 8.6.5'de üç boyutlu dairesel yenilme analizi ele alınmış olup, Altbölüm 10.3.1'de şev eğrisellik yarıçapının duraylılık üzerine etkisi incelenmiştir.

8.2 Dairesel Yenilme Koşulları ve Analiz Yöntemleri

Daha önceki bölümlerde kaya şevleri yenilmesinin kayayı süreksiz kütleye bölen tabakalanma düzlemleri ve eklemler gibi jeolojik özellikler tarafından kontrol edildiği

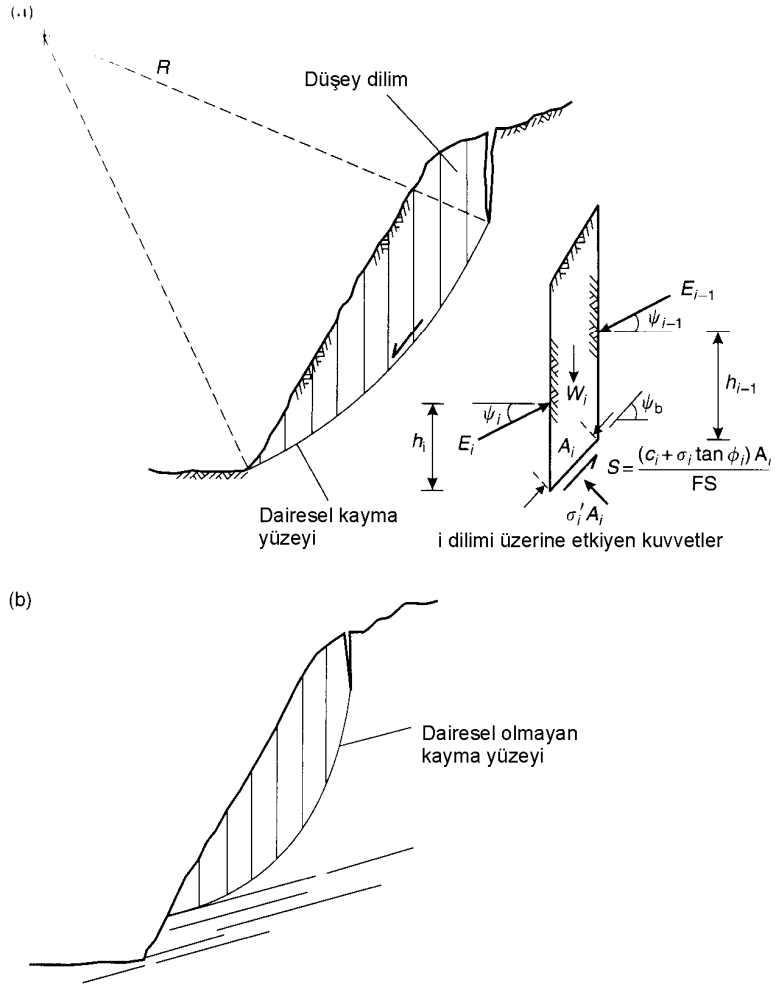
varsayılmıştı. Bu koşullar altında kayma yüzeyi normalde bir veya daha fazla süreksizlik ile tanımlanmaktadır. Ancak, sık çatlaklı veya ileri derecede bozuşmuş kaya durumunda çok iyi tanımlanmış bir yapısal patern artık mevcut değildir; kayma yüzeyi şev içinde en düşük dirençli hattı bulacak şekilde serbesttir. Bu malzemelerdeki şev yenilmelerine dair gözlemler, bu kayma yüzeyinin genellikle daire şeklini aldığını göstermektedir; çoğu duraylılık teorileri bu gözleme dayanmaktadır. Şekil 8.1'de bir karayolu yukarısında çok bozuşmuş bir kayada meydana gelen tipik bir dairesel yenilme görülmektedir. Dairesel yenilmenin oluşacağı koşullar, bir zemin veya kaya kütlesindeki bireysel partiküllerin şevin boyutuna kıyasla çok küçük olduğu zaman ortaya çıkar. Bu nedenle, bir dolgudaki kaya parçaları "zemin" gibi davranma eğiliminde olup, şev boyutları bireysel kaya parçalarından çok büyük olduğu zaman dairesel biçimde yenilme gösterirler. Benzer şekilde; kum, silt ve daha küçük partiküller içeren zeminler, birkaç metre yüksekliğindeki şevlerde bile dairesel kayma yüzeyleri verirler. Çok bozuşmuş ve ayrışmış kayalarla birlikte çabuk soğumuş bazaltlar gibi sık çatlaklı, rasgele yönelimli süreksizlikler içeren kayalar da bu tarzda yenilme düzlemleri verme eğilimindedirler. Bu malzemelerdeki şevleri dairesel yenilme süreci gelişecek şekilde tasarlamak uygun olacaktır.

Şekil 8.1 Çok bozuşmuş granitik kayada dairesel yenilme (Pacifica, California'da Devil's Slide yakınında 1 No'lu Karayolu üzerinde).

8.2.1 Kayma Yüzeyinin Şekli

"Dairesel" kayma yüzeyinin gerçek şekli, şevdeki jeolojik koşullardan etkilenir. Örnek olarak; homojen, zayıf veya bozuşmuş kaya kütlesinde yenilmenin şev tepesinin hemen gerisindeki bir çekme çatlağından şev topuğuna uzanan sığ, büyük yarıçaplı bir yüzey olması muhtemeldir [Şekil 8.2(a)]. Bu durum; kayma yüzeyinin daha derin, yarıçapı daha küçük ve şevi topuğun dışında terk ettiği kil gibi kohezyonu yüksek ve sürtünmesi düşük malzemelerdeki yenilme ile tezat teşkil eder. Şekil 8.2(b)'de kayma yüzeyi şeklinin şev jeolojisi ile değiştirildiği koşullara bir örnek verilmiştir. Burada, üstteki bozuşmuş kayadaki dairesel yüzey, tabana yakın yerde bulunan daha sağlam ve az eğimli kaya

tarafından traşlanmaktadır. Her ne kadar ikinci durumda yüzeyin şeklinin belirlenmesine izin veren bir prosedürün tanımlanması gerekli olsa da, iki çeşit yüzeyin de duraylılık analizi, dairesel yenilme yöntemleri kullanılarak yapılabilir.



Şekil 8.2 Tipik kayma yüzeylerinin şekli: (a) homojen, zayıf malzemede büyük yarıçaplı dairesel yüzey; dilim üzerindeki kuvvetler ayrıntıları ile birlikte verilmiştir; (b) tabanda sağlam kayanın bulunduğu durumda zayıf yüzey malzemesi içinde dairesel olmayan kayma yüzeyi.

Şev parametrelerinin her bir kombinasyonu için emniyet katsayısının minimum olacağı bir kayma yüzeyi bulunur; bu yüzey çoğu zaman "kritik yüzey" olarak adlandırılır. Kritik yüzeyi bulmak için, daire merkez koordinatları ve yarıçapının en düşük emniyet katsayısını verene kadar değiştirildiği bir prosedür uygulanır. Bu prosedür kritik şev duraylılık analizinin önemli bir parçasıdır.

8.2.2 Duraylılık Analiz Prosedürü

Dairesel yenilmenin duraylılık analizi, daha önceki bölümlerde tanımlanan düzlemsel ve kama tipi yenilmelerdekine benzer sınır denge prosedürü kullanılarak yapılır. Bu prosedür, kayma yüzeyi boyunca mevcut kayma dayanımının, şevi dengede tutmak için gerekli kuvvet ile karşılaştırılmasını içerir.

Bu prosedürün dairesel yenilmelere uygulanması, şevin genellikle düşey olmakla birlikte bazı jeolojik özelliklerle örtüşecek şekilde eğimli de olabilen bir dizi dilime ayrılmasını kapsar. her bir dilimin tabanının eğimi ψ_b ve alanı da A'dır. En basit durumda her bir dilimin tabanına etkiyen kuvvetler, kayanın kesme direncinden (kohezyon c; sürtünme açısı ϕ) dolayı kesme direnci S ve dilimin kenarlarına etkiyen E kuvvetleridir

(eğim açısı ψ; tabandan yüksekliği h) [ayrıntılar için bkz. Şekil 8.2(a)].

Analiz prosedürü denge koşullarını dilim dilim ele alma şeklindedir; her bir dilim için denge koşulu sağlanırsa, denge tüm kayan kütlede de sağlanmış olur. Mevcut denge denklemi sayısı dilim sayısına (N) ve kullanılan denge koşul sayısına bağlıdır. Sadece kuvvet dengesinin sağlanması halinde mevcut denklem sayısı $2N$; hem kuvvet hem de moment dengesinin sağlanması halinde ise $3N$'dir. Sadece kuvvet dengesinin sağlanması halinde bilinmeyen sayısı $3N$-1; hem kuvvet hem de moment dengesinin sağlanması halinde bilinmeyen sayısı ise $5N$-2'dir. Şevi gerçekçi olarak modellemede çoğu zaman 10 ile 40 arasında dilim kullanılır; bu nedenle, bilinmeyen sayısı mevcut denklem sayısından fazla olur. Kuvvet denge analizi için bilinmeyen sayısındaki fazlalık N-1 kadar; tüm denge koşullarını sağlayan analizlerde ise $2N$-2 kadardır. Bu nedenle, analizler statik olarak tanımsız olup, mevcut denklemler ile bilinmeyenler arasındaki dengesizliği gidermek için varsayımlarda bulunmak gerekir (Duncan, 1996).

Muhtelif sınır denge analiz prosedürleri ya bilinenler ve bilinmeyenler arasında denge sağlamak amacıyla varsayımlarda bulunurlar veya dengenin tüm koşullarını sağlamazlar. Örnek olarak, Spencer yönteminde kenar kuvvetlerinin eğiminin tüm dilimlerde aynı olduğu varsayılırken, Fellenius ve Bishop yöntemleri de dengenin tüm koşullarını sağlamazlar.

Sınır denge analizine dayalı olarak, dairesel yenilmenin emniyet katsayısı aşağıdaki gibi tanımlanır:

$$F_s = \frac{\text{Kaymaya karşı mevcut kesme dayanımı } (c + \sigma\tan\phi)}{\text{Kayma düzlemi dengesi için kesme gerilmesi } (\tau_e)} \tag{8.1}$$

Bu denklemin yeniden düzenlenmesiyle,

$$\tau_e = (c + \sigma\tan\phi) / F_s \tag{8.2}$$

elde edilir. Emniyet katsayısı için çözüm yöntemi, F_s için bir başlangıç değerinin varsayıldığı ve bu değerin her bir tekrarda düzeltildiği bir iterasyon sürecinin kullanılması şeklindedir.

Değişik normal gerilme dağılımlarının zemin şevlerinin emniyet katsayısı üzerine etkisi; statiği sağlayan tüm emniyet katsayıları için alt sınırın, normal gerilmenin kayma yüzeyi üzerinde tek noktada yoğunlaştığı varsayımı ile verildiğini bulan Frochlich (1955) tarafından incelenmiştir. Benzer şekilde, normal yükün kayma yüzeyinin iki ucunda yoğunlaştığı varsayılarak üst sınır elde edilir.

Bu noktaya kadar olan incelemenin amacı çok basit anlamda şevin gerçek emniyet katsayısının düşmesi gerektiği uçlar aralığını bulmak olduğundan, bu gerilme dağılımlarının gerçek olmayan doğasının bir önemi yoktur. Lambe ve Whitman (1969) tarafından göz önüne alınan bir örnekte, belirli bir şevin emniyet katsayısının üst ve alt sınırları sırayla 1,62 ve 1,27'ye karşılık gelmektedir. Aynı problemin Bishop'ın basitleştirilmiş dilim yöntemi ile analizinden emniyet katsayısı 1,30 bulunmuş olup, gerçek emniyet katsayısının makul bir şekilde alt sınıra yakın bir yerde bulunabileceği sonucu çıkmaktadır.

Alt sınır çözümünün anlamlı bir pratik çözüm olduğuna dair daha ileri bir kanıt, kayma yüzeyinin logaritmik spiral olduğunu varsayan bir analizin incelenmesiyle sağlanmıştır (Spencer, 1969). Bu durumda emniyet katsayısı normal gerilme dağılımından bağımsız olup, üst ve alt sınırlar örtüşmektedir. Taylor (1937) çok sayıda logaritmik spiral analizinden elde edilen sonuçları alt sınır çözümleri ile karşılaştırmış[1] ve aradaki farkın ihmal edilebilir olduğunu bulmuştur. Taylor bu karşılaştırmaya dayalı olarak alt sınır çözümünün, homojen şevlerde basit dairesel yenilmeyi içeren çoğu pratik problemlerde yeteri kadar doğru bir emniyet katsayısı değeri sağladığı sonucuna varmıştır.

[1] Bu altbölümde açıklanan alt sınır çözümü genellikle Sürtünme Dairesi Yöntemi olarak bilinir ve Taylor'ın (1937) geliştirdiği duraylılık diyagramlarında kullanılmıştır.

Bu analiz yöntemlerinin temel ilkeleri Altbölüm 8.6'da ele alınmıştır.

8.3 Dairesel Yenilme Diyagramlarının Türetilmesi

Bu altbölümde dairesel yenilmelerin emniyet katsayısını kısa yoldan belirlemede kullanılabilen bir dizi diyagramın kullanımı üzerinde durulmuştur. Bu diyagramlar; emniyet katsayısını malzeme birim ağrılığı, sürtünme açısı ve kohezyon, şev açısı ve yüksekliği ile ilişkilendiren çok sayıda boyutsuz parametrenin türetildiği binlerce dairesel analiz yapılmak suretiyle geliştirilmiştir. Şevdeki koşullar bu diyagramları geliştirmede kullanılan varsayımlarla uyuşmak kaydıyla, bu diyagramların emniyet katsayısını belirlemede güvenilir tahminler verdiği gözlenmiştir. İşin doğrusu, diyagramlardan emniyet katsayısını hesaplamanın doğruluk derecesi, kaya kütlesindeki kesme dayanımını belirlemedeki doğruluk derecesinden genellikle daha yüksektir.

Duraylılık diyagramlarının bu bölümde sunulan kullanımı, aşağıdaki koşulların şevde sağlanmasını gerektirir:

(a) Şevi oluşturan malzeme homojen olup, kayma yüzeyi boyunca üniform kesme dayanımı söz konusudur.
(b) Malzemenin kesme dayanımı (τ) kohezyon (c) ve sürtünme açısı (ϕ) ile karakterize edilir; bunlar arasındaki ilişki de $\tau = c + \sigma\tan\phi$ şeklindedir (bkz. Altbölüm 1.4).
(c) Yenilme, şevin topuğundan geçen dairesel kayma yüzeyi üzerinde gerçekleşir.[2]
(d) Şev üst yüzeyinde veya şev yüzeyinde bir düşey çatlak gelişir.
(e) Çekme çatlağı ve kayma yüzeyinin lokasyonları; göz önüne alınan şev geometrisi ve yeraltı suyu koşulları için şevin emniyet katsayısı minimum olacak şekildedir.
(f) Yeraltı suyu koşulları kuru şevden itibaren aşırı beslenme koşulları altındaki tamamen doymuş şeve kadar değişir; bu koşullar Şekil 8.4'de tanımlanmıştır.
(g) Dairesel yenilme diyagramlarında 18,9 kN/m^3'lük bir kaya kütlesi yoğunluğu kullanılmıştır. Bundan daha yüksek birim ağırlıklar daha büyük emniyet katsayıları; daha düşük birim ağırlıklar da düşük emniyet katsayıları verirler. Malzeme birim ağırlığının 18,9 kN/m^3'den önemli ölçüde farklı olduğu şevlerde ayrıntılı dairesel analiz gerekebilir.

Bu bölümde sunulan diyagramlar, normal yükün kayma yüzeyinde tek noktada yoğunlaştığı varsayımıyla elde edilen, emniyet katsayısının alt sınır çözümüne karşılık gelmektedir. Bu diyagramlar, Taylor tarafından yayınlanan ve kritik çekme çatlağı ile yeraltı suyu etkisini içeren diyagramlardan farklıdır.

8.3.1 Yeraltı Suyu Akışı Varsayımları

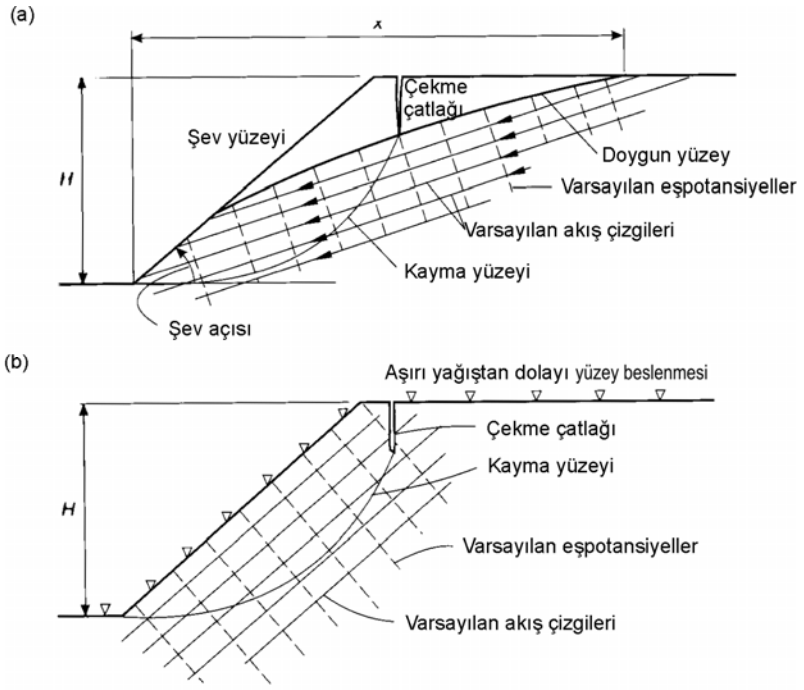
Kayma yüzeyi ve çekme çatlağı üzerine etkiyen su basıncından ileri gelen kuvvetleri hesaplamak için, arazide mevcut olduğu düşünülen koşullara olabildiğince yakın bir dizi yeraltı suyu akış paterninin varsayılması gerekir.

Kaya şev yenilmelerinin Bölüm 6, 7 ve 9'da ele alınan analizlerinde su akışının çoğunun kayadaki süreksizliklerde meydana geldiği ve kayanın kendisinin pratikte geçirimsiz olduğu varsayılmıştı. Zemin veya atık kayadaki şevler durumunda malzeme kütlesinin geçirgenliği, kırıksız kayanın geçirgenliğinden logaritmik olarak birkaç

[2] Terzaghi (1943: 170), $\phi > 5^0$ olması koşuluyla, bu analiz için varsayılan topuk yenilmesinin en düşük emniyet katsayısını verdiğini göstermiştir. Skempton (1948) ve Bishop ve Bjerrum (1960) tarafından tartışılan ve topuk altındaki taban malzemesinde yenilmeyi içeren $\phi = 0$ analizi, şevin çabuk inşası sırasında veya sonrasında oluşan yenilmelere uygulanabilmektedir.

derece yüksektir; bu nedenle, şev gerisindeki malzemede genel bir akış paterni gelişir.

Şekil 5.10(a)'da kaya kütlesi içindeki eşpotansiyel çizgilerin doygun yüzeye yaklaşık dik olduğu görülmektedir. Buna göre, dengeli rejimdeki düşüm için, akış çizgileri yaklaşık olarak doygun yüzeye paralel olacaktır. Şekil 8.3'de bu yaklaştırımın, normal düşüm koşulları altındaki bir şevde su basıncı dağılımının analizi için kullanılması görülmektedir. Doygun yüzeyin şev gerisinde ve şev topuğundan itibaren, şev yüksekliğinin katları cinsinden yer yüzeyi ile kesiştiği mesafe (x) olarak varsayıldığına dikkat ediniz. Bu durum bir yüzey suyu kaynağının konumuna karşılık gelebilir veya doygun yüzeyin yer yüzeyini kestiği nokta olarak değerlendirilebilir.



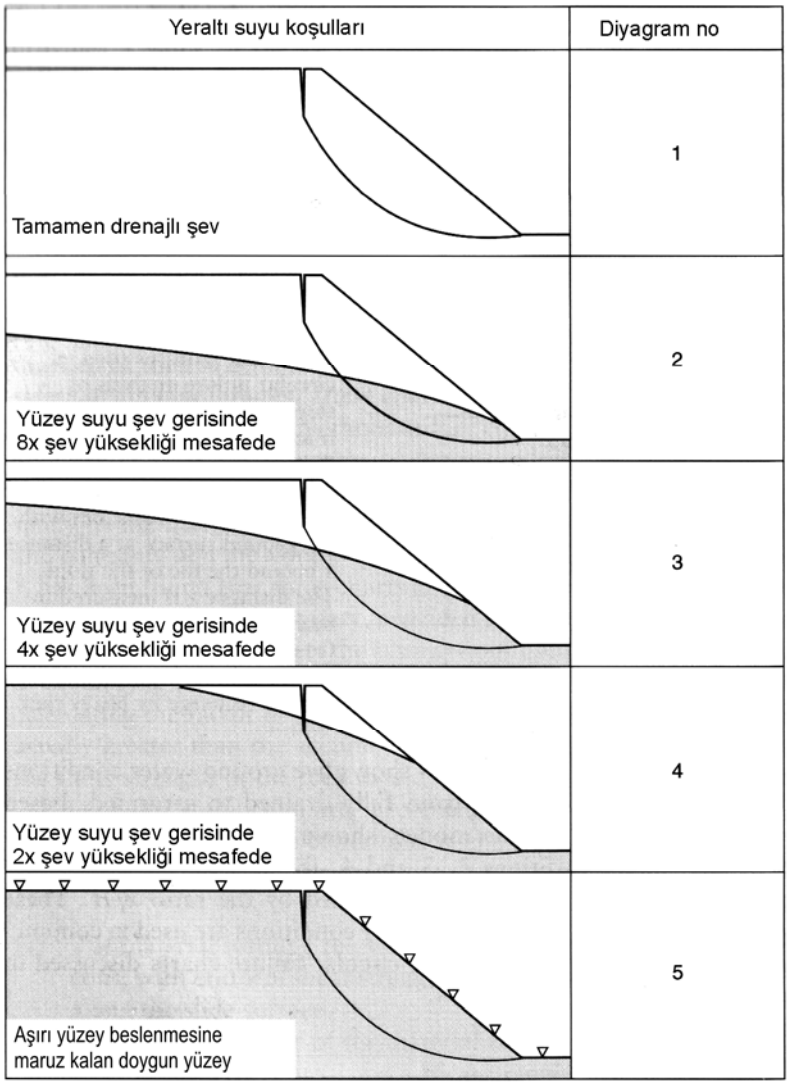
Şekil 8.3 Zayıf ve sık çatlaklı kayada dairesel yenilme analizinde kullanılan yeraltı suyu akış paternlerinin tanımları: (a) Doygun yüzeyin şev topuğunun gerisinde x mesafede yer yüzeyini kestiği durumda dengeli rejim düşüm koşulları altında yeraltı suyu akış paterni. x mesafesi şev yüksekliğinin (H) katları cinsinden ifade edilir; (b) aşırı yağışla yüzey beslenmesine maruz kalan doygun bir şevde yeraltı suyu akış paterni.

Doygun yüzey bir dizi şev açısı aralığı ve x değerleri için L. Casagrande (1934) tarafından önerilen denklemlerin çözümüyle elde edilmiş olup, Taylor'ın (1937) kitabında açıklanmıştır. Aşırı yüzey beslenmesine maruz kalan bir doygun şev durumunda eşpotansiyel çizgiler ve bunlara eşlik eden akış çizgileri Han'ın (1972) çalışmasına dayanır. Bu çalışmada, izotrop malzemeden oluşan şevlerde yeraltı suyu akış paternlerini incelemede elektrik direnç analog yöntemi kullanılmıştır.

Şekil 8.3'de verilen modellere dayalı olarak, Şekil 8.4'de tamamen drenajlıdan doyguna değişen beş değişik yeraltı suyu koşulu görülmektedir. 2, 3 ve 4 numaralı koşullarda su tablasının pozisyonu x / H ile tanımlanmaktadır. Bu beş yeraltı suyu koşulu, Altbölüm 8.4'de açıklanan dairesel yenilme diyagramlarında kullanılmıştır.

8.3.2 Dairesel Yenilme Diyagramlarının Elde Edilmesi

Bu bölümde sunulan dairesel yenilme diyagramları, geniş bir aralıkta değişen şev geometrileri ve yeraltı suyu koşullarının her biri için kayma yüzeyi ve çekme çatlağının en kritik kombinasyonunu bulmak üzere yapılan bir arama analiziyle elde edilmişlerdir. Çekme çatlağının şev üst yüzeyinde veya şev yüzeyinde bulunduğuna dair kısıtlamalar da uygulanmıştır. Eşpotansiyel çizgilerin eğriselliğinin yerel akışta Şekil 8.3(a)'dakinden farklı olduğu şev topuğunu çevreleyen bölgede ayrıntılı kontrol analizleri yapılmıştır.



Şekil 8.4 Dairesel yenilme analiz diyagramlarında kullanılan yeraltı suyu akış modelleri; Şekiller 8.6-8.10.

Diyagramlar, Şekil 8.4'de tanımlanan koşullara karşılık gelmek üzere 1-5 olarak numaralandırılmıştır.

8.3.3 Dairesel Yenilme Diyagramlarının Kullanılması

Bir şevin emniyet katsayısını belirlemede diyagramları kullanmak için, burada verilen ve Şekil 8.5'de gösterilen adımların takip edilmesi gerekir.

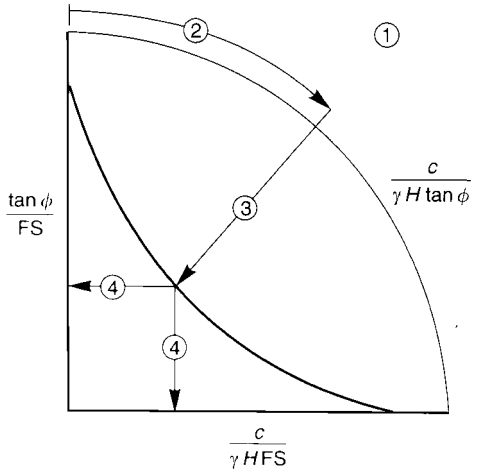
Adım 1: Şevde bulunması muhtemel yeraltı suyu koşulları için karar verilir ve Şekil 8.4 kullanılarak bu koşullara en yakın diyagram seçilir.

Adım 2: Şevi oluşturan malzemeye uygulanabilir kaya dayanım parametreleri seçilir.

Adım 3: Boyutsuz oran $c/(\gamma H \tan\phi)$'nin değeri hesaplanır ve bu değer diyagramın dışındaki dairesel ölçekten bulunur.

Adım 4: Üçüncü adımda bulunan değere ait ışınsal çizgi takip edilerek, bu çizginin şev açısına karşılık gelen eğriyi kestiği nokta bulunur.

Adım 5: Hangisinin daha uygun olduğuna bağlı olarak, $\tan\phi/F_s$ veya $c/(\gamma H F_s)$'nin karşılık gelen değeri bulunur ve emniyet katsayısı hesaplanır.

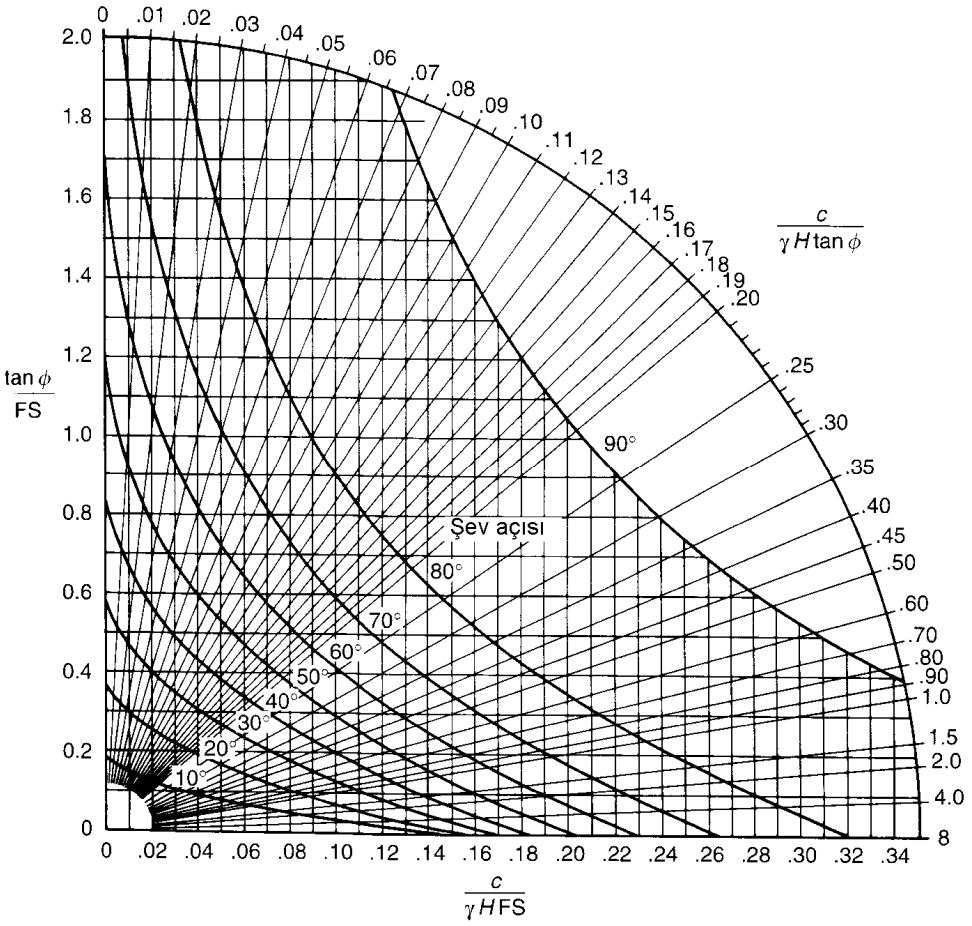


Şekil 8.5 Bir şevin emniyet katsayısını bulmak için dairesel yenilme diyagramlarında takip edilen adımlar sırası.

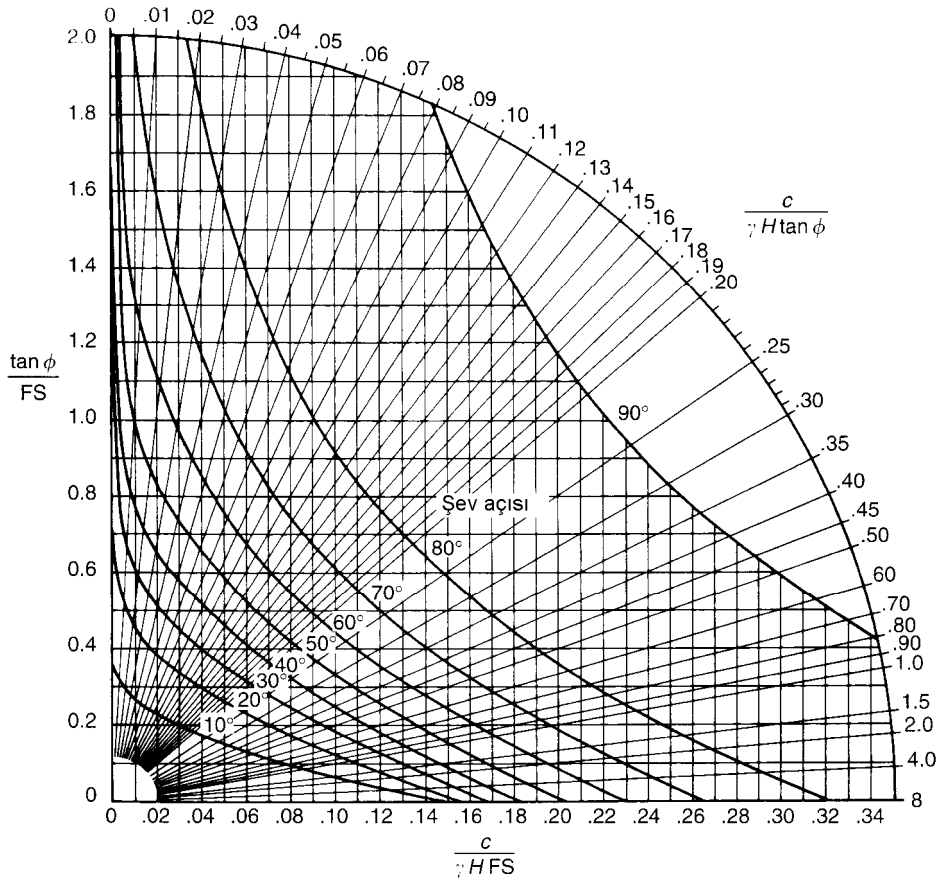
Aşağıdaki örneği göz önüne alınız:

Birim ağırlığı γ = 15,7 kN/m^3, kohezyonu 38 kPa ve sürtünme açısı 30^0 olan bir zeminde 40^0 eğimli ve 15,2 m yükseklikte bir şev kazılacaktır. Şev topuğu arkasında 61 m mesafede bir yüzey suyu kaynağı bulunduğunu varsayarak, şevin emniyet katsayısını bulunuz.

Yeraltı suyu koşulları 3 numaralı diyagramın kullanılmasına işaret etmektedir (61/15,2 ≈ 4). $c/(\gamma H \tan\phi)$'nin değeri 0,28 ve 40^0 şev açısı için buna karşılık gelen $\tan\phi/F_s$ değeri 0,32'dir. Buna göre, şevin emniyet katsayısı 1,80'dir.



Şekil 8.6 1 numaralı dairesel yenilme diyagramı: tamamen drenajlı şev.



Şekil 8.7 2 numaralı dairesel yenilme diyagramı: yeraltı suyu koşulu 2 (Şekil 8.4).

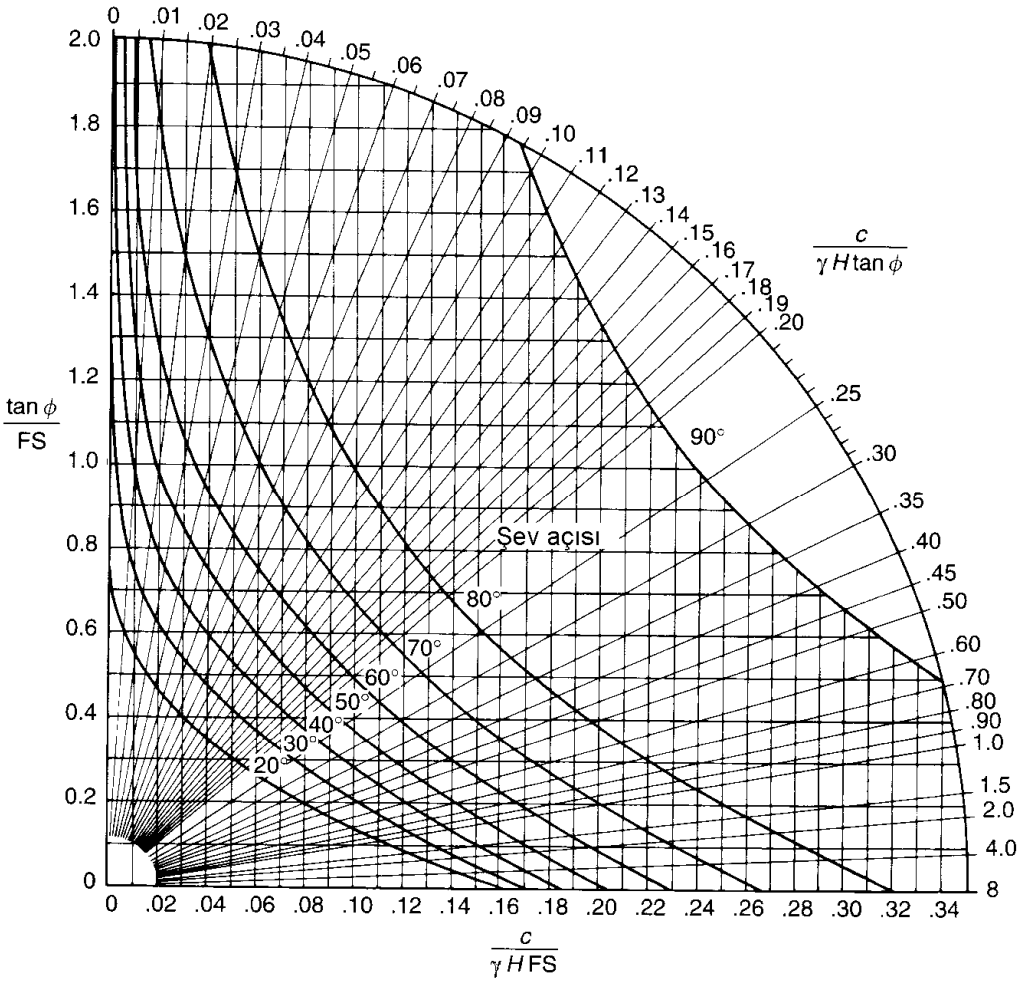
Bu diyagramları kullanmanın çabukluğu ve basitliğinden dolayı, bir şevin çok geniş bir aralıktaki koşullara duyarlılığını kontrol etmede idealdirler. Meselâ, kohezyonun yarısı olan 20 kPa'lık değer alınarak, yeraltı suyu basıncı da 2 numaralı diyagramda verilen koşul ile temsil edilirse, emniyet katsayısı 1,28'e düşer.

8.4 Kritik Kayma Yüzeyi ve Çekme Çatlağının Yeri

Bu bölümde sunulan dairesel yenilme diyagramlarının hazırlanması sırasında, sınır denge ($F_s = 1$) için hem kritik kayma yüzeyinin hem de çekme çatlağının yeri, analiz edilen her şev için belirlenmiştir. Bu lokasyonlar Şekil 8.11 ve 8.12'de diyagramlar halinde sunulmuştur.

Şevde yeraltı suyu bulunduğu zaman, kritik kayma yüzeyi ve çekme çatlağı lokasyonlarının doygun yüzeye özellikle duyarlı olmadığı bulunmuştur; bu nedenle, sadece bir durum (diyagram No. 3) için diyagram çizilmiştir. Şekil 8.12'de verilen kritik daire merkezi yerinin, Şekil 8.11'de drenajlı şev için çizilen diyagramdakinden önemli derecede farklı olduğu görülecektir.

Bu diyagramlar, potansiyel kaymalara ait çizimleri hazırlamada ve mevcut dairesel kaymalarda geriye analiz yaparken sürtünme açısını hesaplamada oldukça yararlıdırlar. Bu diyagramlar ayrıca, daha ayrıntılı dairesel yenilme analizleri yaparken, kritik kayma yüzeyinin yerini bulmada bir başlangıç sağlarlar.



Şekil 8.8 3 numaralı dairesel yenilme diyagramı: yeraltı suyu koşulu 3 (Şekil 8.4).

Bu diyagramların uygulanmasına bir örnek olarak; sürtünme açısı 20^0 olan bir zeminde 30^0 eğimle açılan drenajlı şevi göz önüne alınız. Şekil 8.11'de kritik kayma dairesi merkezinin $X = 0{,}2H$ ve $Y = 1{,}85H$'de ve kritik çekme çatlağının da şev tepesi arkasında $b = 0{,}1H$ mesafesinde olduğu görülmektedir. Bu boyutlar Şekil 8.13'de verilmiştir.

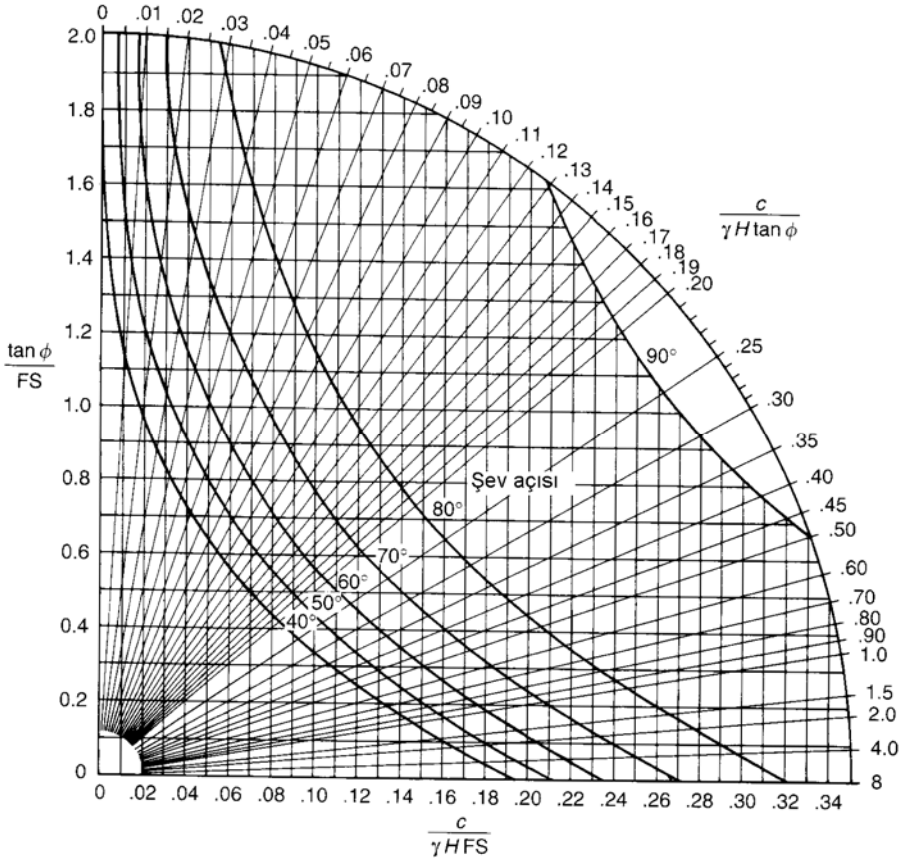
8.5 Dairesel Yenilme Analizine Örnekler

Aşağıdaki iki örnekte, çok bozuşmuş kayada şev duraylılığı çalışmasında dairesel yenilme diyagramlarının kullanımı üzerinde durulmuştur.

8.5.1 Örnek 1 – Porselen Kil Ocağı Şevi

Ley (1972) potansiyel olarak duraysız olduğu düşünülen bir porselen kili ocağı şevinin duraylılığını incelemiştir; yenilme düzleminin dairesel olması beklenmektedir. Şev profili 8.14'de verilmiş olup, analizde kullanılan girdi verileri aynı şekil üzerinde sunulmuştur. İleri derecede kaolinleşmiş granitten oluşan malzeme kesme kutusu deneyine tabi tutulmuş ve sürtünme açısı ile kohezyonu belirlenmiştir.

Şevdeki iki piyezometre ve şev gerisindeki bir kuyudan elde edilen verilerle doygun kuşağın yeri Şekil 8.14'deki gibi belirlenmiştir. Şekil 8.14'deki yeraltı suyu koşullarına en iyi uyan diyagram, 2 No'lu diyagramdır.



Şekil 8.9 4 numaralı dairesel yenilme diyagramı: yeraltı suyu koşulu 4 (Şekil 8.4).

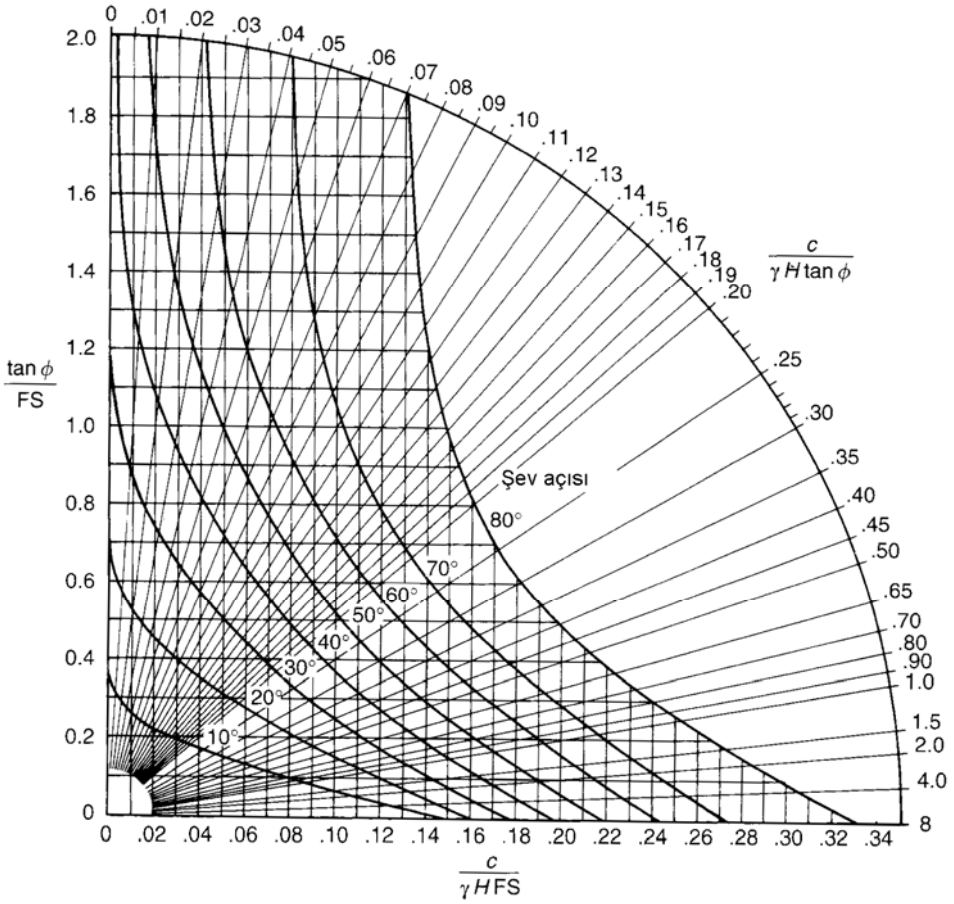
Şekil 8.14'de verilen bilgilerden $c/(\gamma H\tan\phi)$ = 0,0056 bulunur; 2 No'lu diyagramda buna karşılık gelen ϕ/F_s değeri 0,76'dır. Bu nedenle, şevin emniyet katsayısı 1,01'dir. Janbu yöntemini (Janbu vd., 1956) kullanarak yapılan çok sayıda deneme analizinde Şekil 8.14'de görülen kritik kayma dairesi için emniyet katsayısı 1,03 bulunmuştur.

Bu emniyet katsayıları, varsayılan koşullar altında şevin duraylılığın yeterli olmadığını; problemin halli için adımlar atılması gerektiğini göstermiştir.

8.5.2 Örnek 2 – Karayolu Şevi

Şev açısının 42^0 olacağı bir karayolu yarması planlanmaktadır. Yarmanın toplam yüksekliği 61 m olup, şevin duraylı olup olmayacağının kontrol edilmesi istenmektedir. Bozuşmuş ve ayrışmış malzemede açılacak şevde meydana gelebilecek kayma yüzeyi şeklinin dairesel olması beklenmektedir. Yeraltı suyu koşullarının doğru bir şekilde tespiti için ya da kesme deneyleri yapmak için yeterli süre bulunmamaktadır. Duraylılık analizi aşağıdaki gibi yapılmıştır:

Sınır denge koşulu için $F_s = 1$ ve $\tan\phi / F_s = \tan\phi$'dir. Şekil 8.5'de verilen prosedürü tersine çevirerek, 42^0'lik şev açısı için $c/(\gamma H\tan\phi)$ oranının değerlerini bulmada değişik sürtünme açıları kullanılmıştır. Bu durumda, belirli bir sürtünme açısı için, yenilmede mobilize olan kohezyonun (c) değeri hesaplanabilir. Bu analiz, 1 No'lu diyagramı (Şekil 8.15'de *B* çizgisi) kullanarak kuru şevler için ve 5 No'lu diyagramı (Şekil 8.15'de *A* çizgisi) kullanarak doygun şevler için yapılmıştır. Şekil 8.15'de, yenilmede mobilize olan sürtünme açısı ve kohezyon aralıkları görülmektedir.



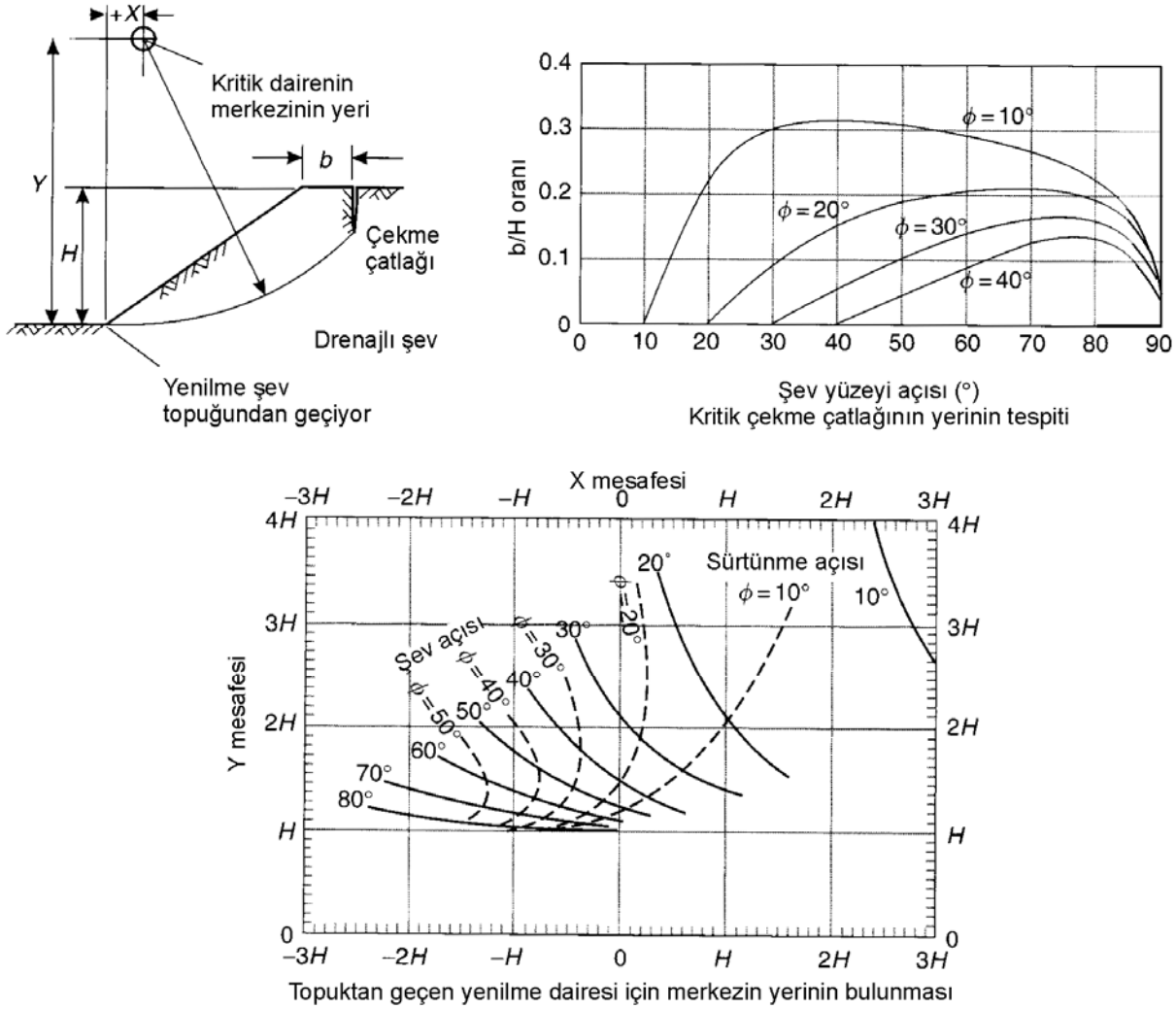
Şekil 8.10 5 numaralı dairesel yenilme diyagramı: tamamen doygun şev.

Şekil 8.15 üzerine çizilen taralı daire (*D*), Şekil 4.21'de sunulan verilere dayalı olarak, incelemeye konu olan malzeme için olası kesme dayanımı aralığına işaret etmektedir. Bu şekle göre, özellikle de doygun şartlar altında, bu yarmada duraylılığı sağlamak için kesme dayanımı yeterli olmayabilir. Buna göre, şev açısı düşürülebilir veya, gerçek yeraltı suyu basınçlarını ve drenajın uygun bir çözüm olup olmadığını ortaya koymak üzere yeraltı suyu koşulları incelenebilir.

42^0 eğimli şevde olduğu gibi, 30^0 gibi daha az eğimli bir şev için $c/(\gamma H \tan\phi)$ oranının değerini bulmak suretiyle, şev açısını düşürmenin etkisi çabucak kontrol edilebilir. Şekil 8.15'deki kesikli çizgi (*C*), eğimi 30^0 olan kuru şevde mobilize olan kesme dayanımını göstermektedir. Mobilize kesme dayanımı (*C*) mevcut kesme dayanımından (*D*) az olduğundan şevin duraylı kalması daha olasıdır.

8.6 Dairesel Kaymalar İçin Ayrıntılı Duraylılık Analizi

Bu bölümde daha önce sunulan dairesel yenilme diyagramları, şevi oluşturan malzemenin özelliklerinin şevin tamamında tekdüze olduğu ve yenilmenin de şevin topuğundan geçen dairesel kayma yüzeyi boyunca geliştiği varsayımına dayandırılmıştır. Bu koşullar sağlanmadığı zaman, Bishop (1955), Janbu (1954), Nonveiller (1965), Spencer (1967), Morgenstern ve Price (1965) veya Sarma (1979) tarafından yayınlanan dilim yöntemlerinden birinin kullanılması gerekir. Bu altbölümde, dairsel yenilme için duraylılık analizinde basitleştirilmiş Bishop ve Janbu yöntemlerinin ayrıntıları verilmiştir.

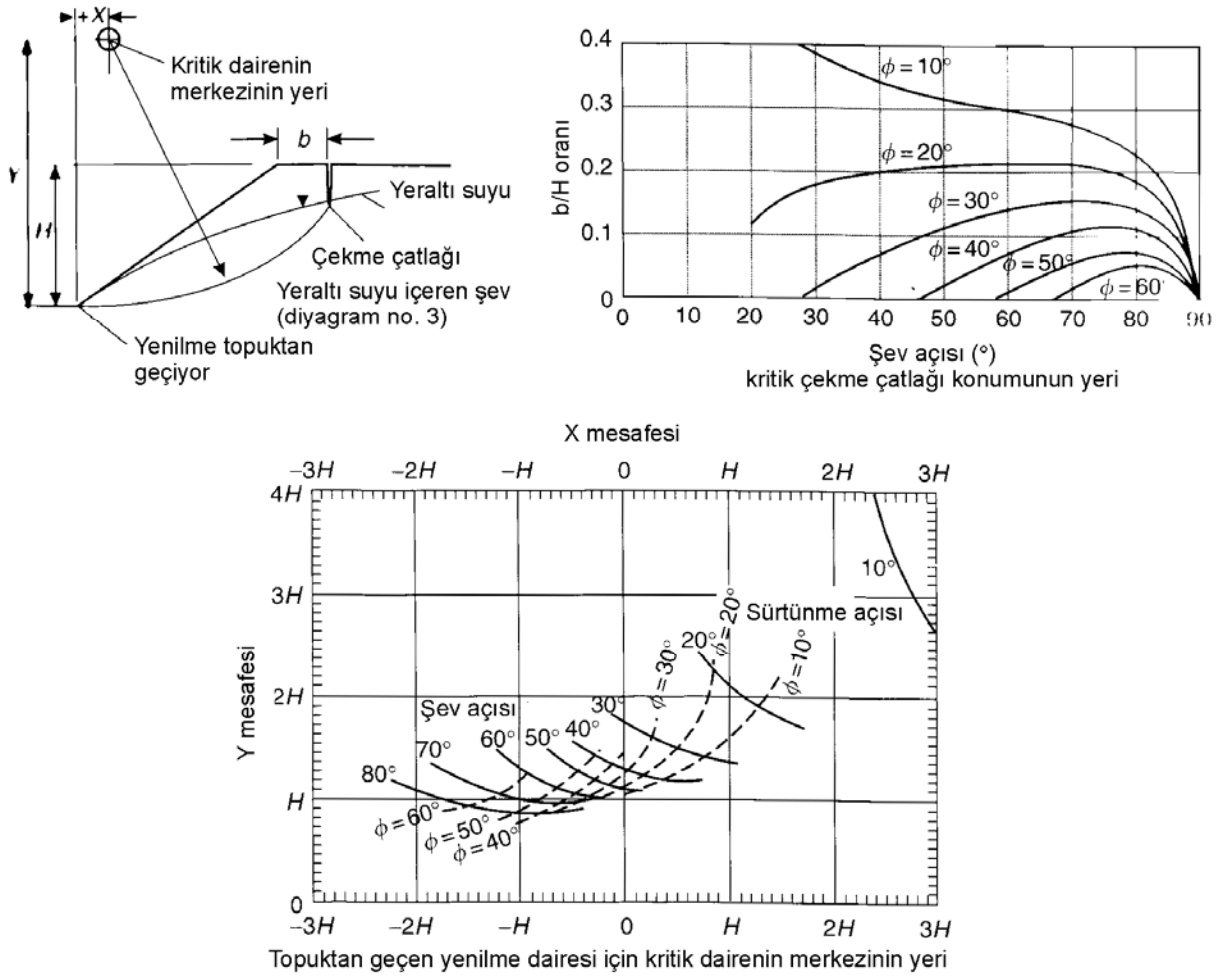


Şekil 8.11 Drenajlı şevler için kritik kayma yüzeyi ve kritik çekme çatlağının yeri.

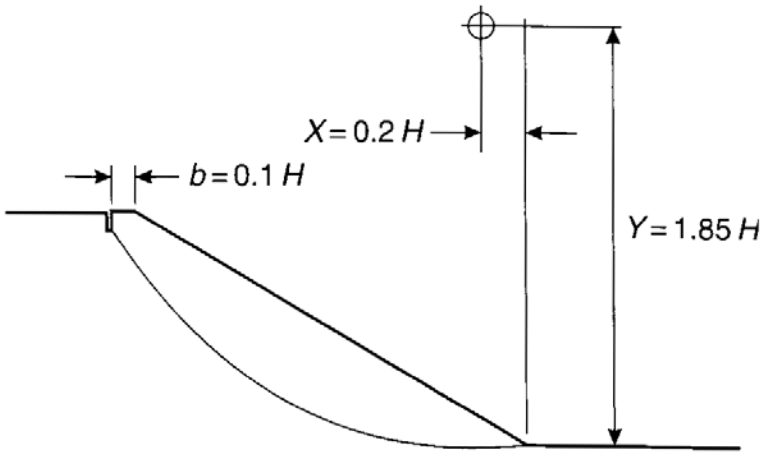
8.6.1 Bishop ve Janbu Dilim Yöntemleri

Şev ve kayma yüzeyi geometrileri ile, Bishop'ın basitleştirilmiş dilim yöntemi (1955) ve Janbu'nun değişkenmiş dilim yöntemiyle (1954) emniyet katsayısını hesaplamada gerekli denklemler Şekil 8.16 ve 8.17'de verilmiştir. Bishop yönteminde kayma yüzeyinin dairesel ve kenar kuvvetlerinin yatay olduğu varsayılır; analiz, düşey kuvvetler ve genel moment dengesini sağlar. Janbu yönteminde kayma yüzeyi herhangi bir şekilde olabilir ve kenar kuvvetlerinin tüm dilimlerde aynı olduğu varsayılır; analiz, düşey kuvvetler dengesini sağlar. Nonveiller (1965) (sürtünme açısı 30°'den fazla olan kayalarda ve kaya dolgularda tipik olan) sığ kayma yüzeylerine uygulandığı zaman, Janbu yönteminin makul emniyet katsayısı değerleri verdiğini; ancak, sürtünme açısı düşük malzemelerdeki derin kayma yüzeylerinde önemli hatalar verdiğini ve buralarda kullanılmaması gerektiğini belirtmiştir.

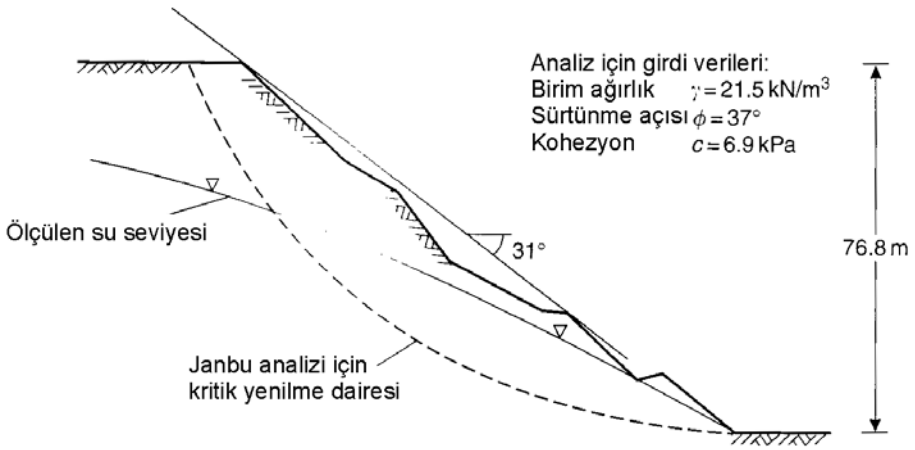
Bishop ve Janbu'nun dilim yöntemindeki prosedürler çok benzer olup, birlikte ele alınmaları uygun olacaktır.



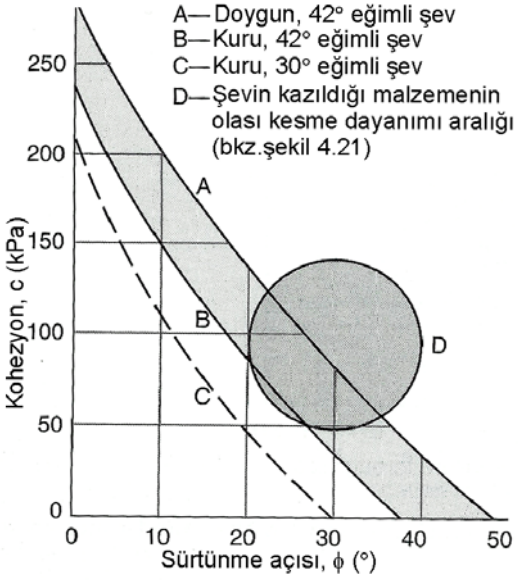
Şekil 8.12 Yeraltı suyunun bulunduğu şevlerde kritik kayma yüzeyi ve kritik çekme çatlağının yeri.



Şekil 8.13 Sürtünme açısı 20^0 olan malzemede açılan 30^0 eğimli drenajlı şevde kritik kayma yüzeyi ve kritik çekme çatlağının yeri.



Şekil 8.14 Örnek 1'de ele alınan porselen kil ocağı için şev profili.

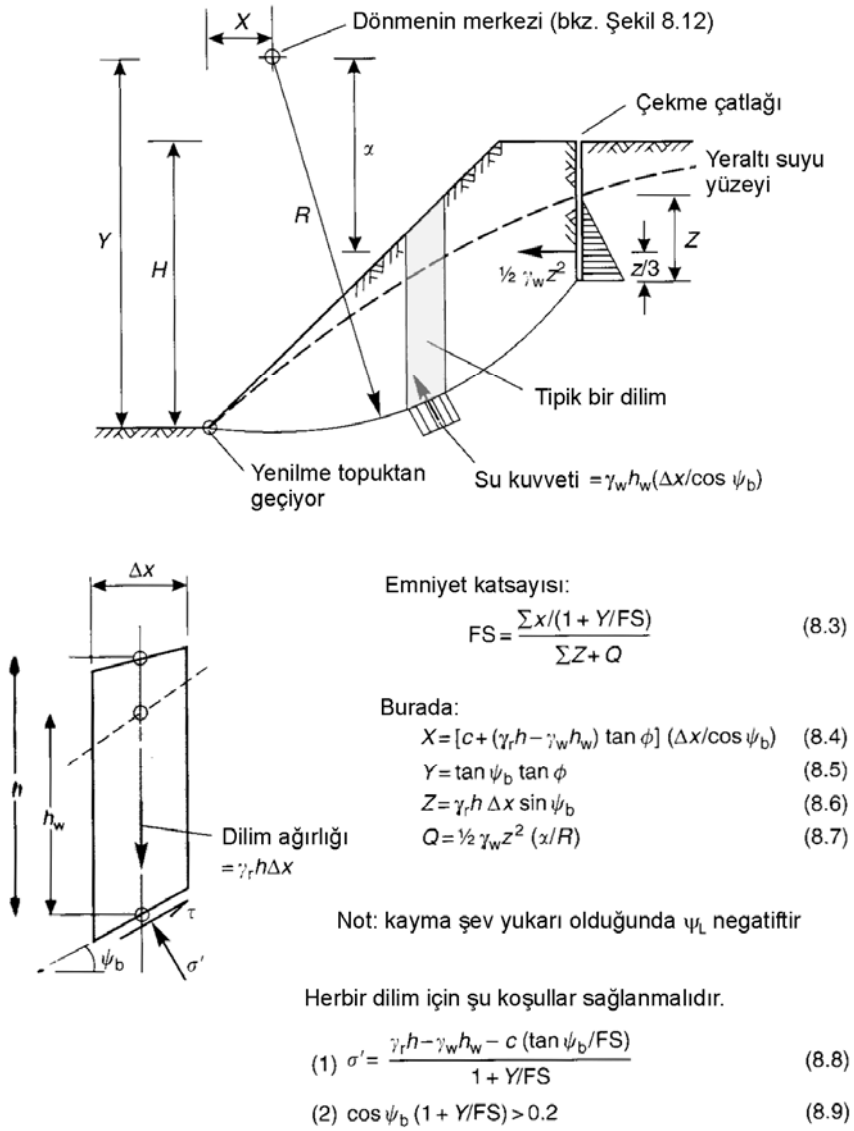


Şekil 8.15 Örnek 2'de ele alınan şev için mobilize kesme dayanımı ile mevcut kesme dayanımı arasında karşılaştırma.

Adım 1: *Şev ve Kayma Yüzeyi Geometrisi*. Şev geometrisi, şevden geçen bir düşey kesitte görüldüğü gibi, gerçek veya tasarlanmış bir profil ile tanımlanır. Dairesel kayma durumunda, en küçük emniyet katsayısını veren daire merkezini bulmada Şekil 8.11 ve 8.12'de verilen diyagramlar kullanılabilir. Janbu analizinde kayma yüzeyi, bilinen yapısal özelliklerle veya kaya ya da zemin kütlesi içindeki zayıf zonlarla tanımlanabilir ya da Bishop analizindekine benzer şekilde tahmin edilebilir. Hangi durumda olursa olsun, ilk analiz için varsayılan kayma yüzeyi en düşük emniyet katsayısını vermeyebilir; en düşük emniyet katsayısını veren yüzeyi bulmak için, bu konumun değiştirildiği bir dizi analiz yapmak gerekir.

Adım 2: *Kayma parametreleri*. Adım 1'de varsayılan kayma kütlesi belirli sayıda dilimlere bölünür. Basit durumlar için genellikle beş dilim yeterlidir. Karmaşık şev profilleri için veya kaya ya da zemin kütlesinde farklı malzemelerin bulunduğu yerlerde problemi yeterli düzeyde tanımlayabilmek için daha fazla dilim gerekebilir. her bir dilim için tanımlanması gereken parametreler şunlardır:

- taban açısı (ψ_b)
- her bir dilimin ağırlığı (W); dilimin yüksekliği (h), kayanın veya zeminin birim ağırlığı (γ_r) ve dilim tabanı genişliğinin (Δx) çarpımı ile elde edilir: $W = (h\gamma_r \Delta x)$.
- her bir dilimin tabanındaki kaldırma basıncı (U); dilim tabanından doygun yüzeye olan yüksekliği (h_w), suyun birim ağırlığı (γ_w) ve dilim genişliğinin (Δx) çarpımından bulunur: $U = (h_w \gamma_w \Delta x)$.



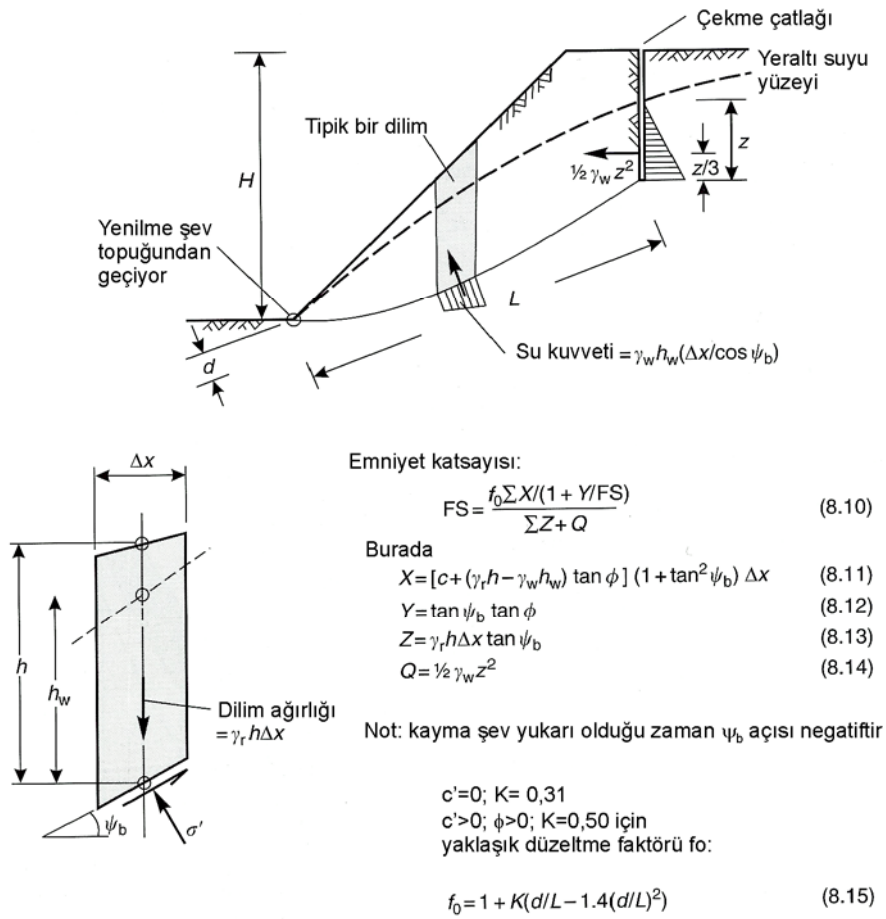
Şekil 8.16 Yenilmenin Mohr-Coulomb kriteri ile tanımlandığı malzemede kazılan şevlerde dairesel olmayan yenilme analizi için Bishop'ın basitleştirilmiş dilim yöntemi.

Adım 3: *Kesme dayanımı parametreleri*. her bir dilimin tabanında mevcut olan kesme dayanımı, duraylılık analizi için geçerlidir. Yenilme kriterinin Mohr-Coulomb [Altbölüm 1.4'de (1.1) eşitliği] olarak varsayıldığı üniform bir malzeme durumunda, her bir dilim tabanındaki kesme dayanımı parametreleri (c ve ϕ) aynı olacaktır. Şevin değişik malzemeler içeren zeminde açılması halinde; her bir dilim için kesme dayanımı parametreleri, dilimin oturduğu malzemeye göre seçilmelidir. Şevi oluşturan malzemelerin kesme dayanımları Altbölüm 4.5'de tartışılan doğrusal olmayan yenilme kriteri ile tanımlandığında, her bir dilim için kohezyon ve sürtünme açısını o dilimdeki efektif gerilmeye göre hesaplamak gerekir (bkz. Altbölüm 4.23).

Adım 4: *Emniyet Katsayısı İterasyonu*. Dilimler ve kesme dayanımı parametreleri tanımlandığı zaman, her bir dilim için X, Y ve Z değerleri hesaplanır. Su kuvveti (Q), ağırlığın her bir dilimde kayma yüzeyine paralel etkiyen

bileşenlerinin toplamına (ΣZ) eklenir. Emniyet katsayısı için başlangıçta F_s = 1,00 alınır ve sırayla Şekil 8.16 ve 8.17'de verilen (8.3) ile (8.10) eşitliklerinden yeni bir emniyet katsayısı hesaplanır. Hesaplanan ve varsayılan emniyet katsayıları arasındaki fark 0,001'den büyük ise, hesaplanan emniyet katsayısı yeni bir emniyet katsayısı hesaplamada F_s için ikinci tahmin olarak kullanılır. Peş peşe hesaplanan emniyet katsayıları arasındaki fark 0,001'den küçük olana kadar süreç tekrarlanır. Çoğu şev ve kayma yüzeyi geometrisi için bu sonuca erişmede gerek Bishop ve gerekse Janbu yönteminde yaklaşık yedi tekrar gereklidir.

Adım 5: *Koşullar ve Düzeltmeler*: Şekil 8.16'da Bishop analizinde her bir dilim için sağlanması gereken iki koşul [(8.8) ve (8.9) eşitlikleri] verilmiştir. Birinci koşul, her bir dilim tabanındaki efektif normal gerilmenin pozitif olmasını gerektirir. Bu koşulun herhangi bir dilim için sağlanmaması durumunda, bir çekme çatlağının analize dahil edilmesi düşünülmelidir. Yeraltı suyu koşullarında değişiklik yaparak ya da çekme çatlağını dahil ederek bu koşulu sağlamanın olanaksız olması durumunda, Şekil 8.16'da verilen analiz terk edilmeli; daha sonra açıklanacağı gibi, daha ayrıntılı bir analiz kullanılmalıdır.



Şekil 8.17 Yenilmenin Mohr-Coulomb kriteri ile tanımlandığı malzemede kazılan şevlerde dairesel olmayan yenilme analizi için Janbu'nun değişkenmiş dilim yöntemi.

Şekil 8.16'daki ikinci koşul Whitman ve Bailey (1967) tarafından önerilmiş olup, bazan bir şevin topuğunun yakınında derin kayma yüzeyinin varsayıldığı durumda, analizin

geçersiz olmasını engellemeyi gerektirir. Bu koşulun tüm dilimlerce sağlanmaması halinde, dilim boyutları değiştirilmeli ve bu da işe yaramazsa analiz terk edilmelidir.

Şekil 8.17'de emniyet katsayısını Janbu yöntemi ile hesaplamada kullanılan bir düzeltme faktörü (f_0) verilmiştir. Bu faktör, Janbu analizinde varsayılan kayma yüzeyi şeklinden kaynaklanan dilim-arası kuvvetlere izin verir. Şekil 8.17'de f_0 için verilen denklem Hoek ve Bray (1981) tarafından Janbu'nun (1954) yayınladığı eğriler kullanılarak türetilmiştir.

8.6.2 Bishop Duraylılık Analizinde Doğrusal Olmayan Yenilme Ölçütlerinin Kullanımı

Şevin kazıldığı malzeme Altbölüm 4.5'de ele alınan Hoek-Brown doğrusal olmayan yenilme kriterine uyduğu zaman, emniyet katsayısını hesaplamada Şekil 8.18'de tanımlanan Bishop'ın basitleştirilmiş dilim yöntemi kullanılabilir. Daha önce Bishop ve Janbu analizlerinde tanımlanan dilim parametreleri tanımlandıktan sonra, aşağıdaki prosedür kullanılır:

1. her bir dilimin tabanına etkiyen efektif normal gerilme (σ') Fellenius denklemi [Şekil 8.18'de (8.17) eşitliği] ile hesaplanır.
2. σ' nün bu değerleri kullanılarak her bir dilim için (4.24) ve (4.25) eşitliklerinden tanϕ ve c hesaplanır.
3. Emniyet katsayısının ilk değerini elde etmek için bu değerler emniyet katsayısı denklemine girilir.
4. Bishop denklemini [Şekil 8.18'de (8.17) eşitliği] kullanarak, her bir dilim tabanında σ' nün yeni değerini hesaplamak için F_s'nin bu değeri kullanılır.
5. Bu yeni σ' değerlerine dayalı olarak tanϕ ve c için yeni değerler hesaplanır.
6. Her dilim için Şekil 8.16'daki (8.8) ve (8.9) eşitlikleri ile tanımlanan koşulların sağlanıp sağlanmadığı kontrol edilir.
7. tanϕ ve c'nin yeni değerleri için yeni bir emniyet katsayısı hesaplanır.
8. Birinci ve ikinci emniyet katsayıları arasındaki fark 0,001'den büyük ise, dördüncü adıma dönülür ve ikinci emniyet katsayısı değerini girdi olarak kullanmak suretiyle analiz tekrar edilir. Peş peşe gelen emniyet katsayıları arasındaki fark 0,001'den küçük olana kadar bu prosedür tekrarlanır.

8.6.3 Bishop ve Janbu Analiz Yöntemlerine Örnek

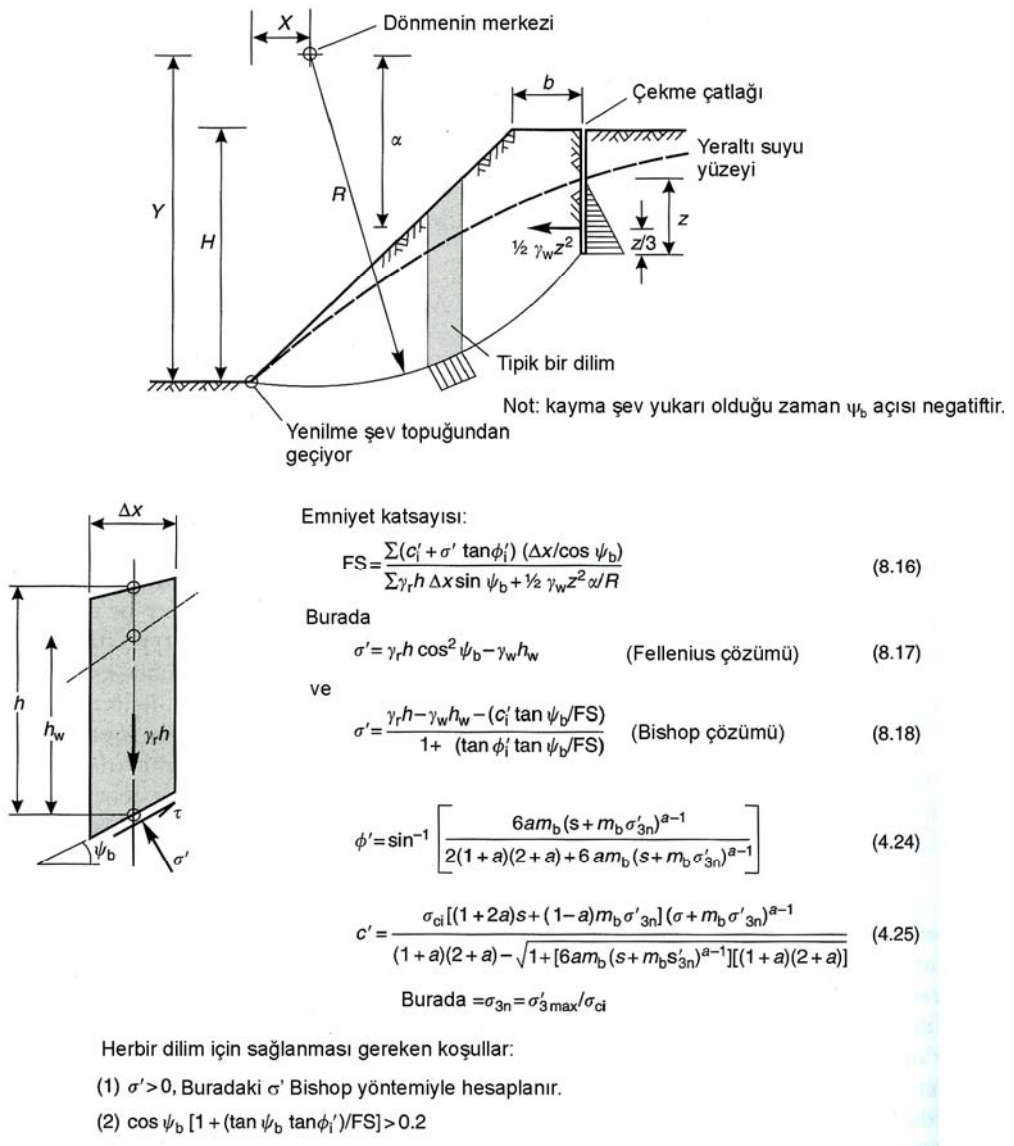
Çatlakları sık ve devamlı olan bloklu kumtaşında bir şev kazısı yapılacaktır. Şev, başlıca fonksiyonu yüzey sellenmesini toplamak ve erozyonu kontrol etmek olan her biri 15 m yüksekliğinde palyeden oluşacaktır. Üç palye arasındaki iki sekiden her birinin genişliği 8 m'dir (Şekil 8.19). Palyelerin eğim açısı 75^0 ve şev üst yüzeyinin yatayla yaptığı açı da 45^0 olacaktır. Su tablasının varsayılan konumu şekil üzerinde işaretlenmiştir. Bu koşullarda dairesel duraylılık analizinin uygun olacağı varsayılarak, tüm şevin emniyet katsayısının hesaplanması istenmektedir.

Eklemli kaya kütlesinin kesme dayanımı, Altbölüm 4.5'de ele alınan ve dayanımı eğrisel bir zarf olarak tanımlayan Hoek-Brown dayanım kriterine dayalıdır. Bu kriterin kohezyonu ve sürtünme açısı ROCLAB 1.004 (Rocscience, 2002a) programı kullanılarak hesaplanır. Programda kullanılan girdi parametreleri aşağıda verilmiştir:

- Çok kötü kaliteli kaya kütlesi, GSI = 20
- Kırıksız kayanın tek eksenli basınç dayanımı (nokta yük deneyinden) ≈ 150 MPa
- Kaya malzeme sabiti, $m_i = 15$
- Kaya kütlesinin birim ağırlığı, $\gamma_r = 0{,}025$ MN/m^3
- Suyun birim ağırlığı, $\gamma_r = 0{,}00981$ MN/m^3
- Kazıda kullanılan özenli patlatma için örselenme faktörü, $D = 0{,}7$
- Ortalama dilim yüksekliği 24 m (bu yükseklik kaya kütlesi birim ağırlığı ile

birlikte kayma yüzeyi üzerindeki ortalama düşey gerilmeyi tanımlar)

Bu parametreleri kullanarak, ROCLAB uygun düşey gerilme düzeyinde eğrisel dayanım zarfına en iyi uyan sürtünme açısını 43^0 ve kohezyonu 0,145 MPa olarak hesaplar. Bu, eşdeğer Mohr-Coulomb kesme dayanımıdır. Program ayrıca her dilim tabanında efektif normal gerilmeye karşılık gelen anlık sürtünme açısı ve kohezyonu da hesaplamaktadır.



Şekil 8.18 Kesme dayanımının Altbölüm 4.5'de verilen eğrisel kriter ile tanımlandığı şevdeki dairesel yenilmenin analizi için Bishop'ın basitleştirilmiş dilim yöntemi.

Tablo 8.1'de kesme dayanımının doğrusal varsayıldığı Bishop ve Janbu duraylılık analizleri ve kesme dayanımının eğrisel varsayıldığı Janbu analizi için girdi parametreleri verilmiştir. Şev sekiz dilime bölünmüş olup, her bir dilim için taban açısı, ağırlık, boşluk basıncı ve genişlik ölçülmüştür. Sonra, doğrusal ve doğrusal olmayan kesme

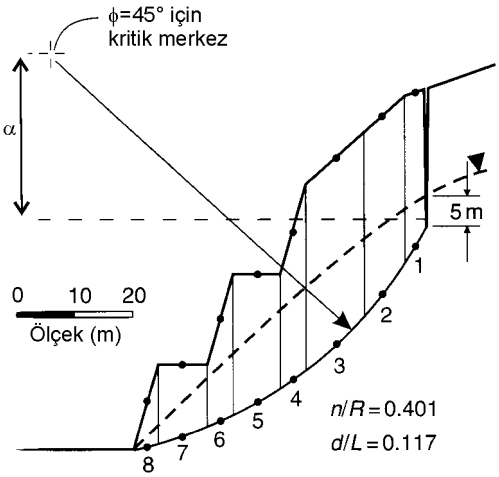
dayanımları için emniyet katsayısını hesaplamada SLIDE (Rocscience, 2002b) kullanılmıştır. Doğrusal olmayan kesme dayanımları analizinde, Tablo 8.1'in son üç kolonunda verildiği gibi, dilim tabanındaki efektif gerilme değerleri ve bunlara karşılık gelen anlık sürtünme açısı ve kohezyon değerleri bulunmuştur. Hesaplanan emniyet katsayısı değerleri:

Mohr-Coulomb kesme dayanımı için Bishop basitleştirilmiş dilim yöntemi = 1,39

Mohr-Coulomb kesme dayanımı için Janbu'nun değişkenmiş dilim yöntemi = 1,26

Doğrusal olmayan kesme dayanımı için Bishop basitleştirilmiş dilim yöntemi = 1,39

Bu şevin sayısal analiz yöntemleri kullanılarak yapılan duraylılık analizi Altbölüm 10.4.1'de verilmiştir.



Şekil 8.19 Kumtaşı şevinin su tablası, dilim sınırları, çekme çatlağı ve beklenen dairesel kayma yüzeyini gösteren kesiti.

8.6.4 Dairesel Yenilme Duraylılık Analizi İçin Bilgisayar Programları

Altbölüm 8.3'de ele alınan dairesel yenilme diyagramları duraylılık analizini kısa yoldan yapmayı sağlamakla birlikte, örneklerde gösterilen basit koşullar ile sınırlıdır. Altbölüm 8.6.3'de tartışılan Bishop ve Janbu yöntemleri kullanılarak daha karmaşık analizler yapılabilir; prosedürlerde ayrıntıları vermenin amacı, analizlerin ilkelerini göstermektir.

Dairesel yenilme diyagramlarının uygulanmadığı duraylılık analizleri yapan bilgisayar programları da vardır. Geniş bir aralıktaki koşullarda kullanılabilen bu programların bazı önemli özellikleri aşağıdaki gibidir:

- Şev yüzeyi birçok palye ve değişik şev açıları içerebilir.
- Malzemeler arasındaki sınırlar, değişik kalınlıktaki katmanları ve eğimleri veya herhangi bir şekli hesaba katacak şekilde konumlandırılabilir.
- Malzemelerin kesme dayanımları Mohr-Coulomb veya Hoek-Brown kriteri ile tanımlanabilir.
- Yeraltı suyu koşulları tek veya çoklu su tablaları için ya da belirli basınç dağılımları için tanımlanabilir.
- Dış yükler şev enine kesit düzleminde herhangi bir yönde olacak şekilde şevde doğru lokasyonlarında konumlandırılabilirler. Bu tür yükler köprü ve bina temellerini ve ankraj kuvvetlerini içerebilir.
- Psödo-statik duraylılık analizini gerçekleştirmede yatay kuvvet olarak uygulanan deprem ivmesi hesaba katılabilir.
- Kayma yüzeyinin şekli ve pozisyonu bir dairesel yay veya düz çizgi segmentleri şeklinde tanımlanabilir.
- Bir arama fonksiyonu emniyet katsayısı en düşük kayma yüzeyini bulur.
- Emniyet katsayısını ve yenilme olasılığını hesaplamada (sırayla) deterministik ve probabilistik yaklaşımlar kullanılabilir. Probabilistik analiz, tasarım parametrelerinin tek değerden ziyade dağılımlar şeklinde tanımlanmasını gerektirir.
- Kayma yüzeyi boyunca negatif gerilmeleri belirleyen hata mesajları verilebilir.

- Şev geometrisi, malzeme sınırları, su tablası (veya tablaları) ve kayma yüzeyi (ya da yüzeyleri) çizilebilir.

Tablo 8.1 Dilimlerin Mohr-Coulomb ve Hoek-Brown yenilme kriterlerini kullanarak hesaplanan kesme dayanımı değerleri.

Tüm durumlar için dilim parametreleri					*Bishop ve Janbu analizleri için Mohr-Coulomb değerleri*		*Bishop analizi için eğrisel yenilme kriteri değerleri*		
Dilim No.	Dilim tabanı açısı, ψ (^{0})	Dilim ağırlığı (MN)	Boşluk basıncı, $\gamma_w h_w$ (MPa)	Dilim genişliği (m)	Sürtünme açısı, ϕ (^{0})	Kohezyon, c (MPa)	Tabanda efektif normal gerilme, σ_n (MPa)	Anlık sürtünme açısı, ϕ_i (^{0})	Anlık kohezyon, c_i (MPa)
1	25	1,312	0,017	6,1	43	0,145	0,139	53,8	0,068
2	29	1,597	0,047	6,1	43	0,145	0,169	53,8	0,068
3	34	2,603	0,071	6,1	43	0,145	0,270	49,8	0,096
4	39	2,635	0,087	6,1	43	0,145	0,261	51,3	0,085
5	44	3,501	0,095	6,1	43	0,145	0,323	49,0	0,104
6	50	3,914	0,087	6,1	43	0,145	0,324	48,6	0,107
7	57	3,592	0,047	6,1	43	0,145	0,240	50,3	0,092
8	65	2,677	0	6,1	43	0,145	0,109	54,5	0,064

XSTABL programı bu fonksiyonların tümünü içermektedir (Sharma, 1991). Planlanan bir karayolu için kumtaşı, şeyl ve silttaşında kazılacak olan palyeli şevin (kısmî) XSTABL çıktısı Şekil 8.20'de verilmiştir. Bu koşullarda yenilme yüzeyinin şekli, daha zayıf olan malzeme katmanlarının konumu ve kalınlığından etkilenmektedir.

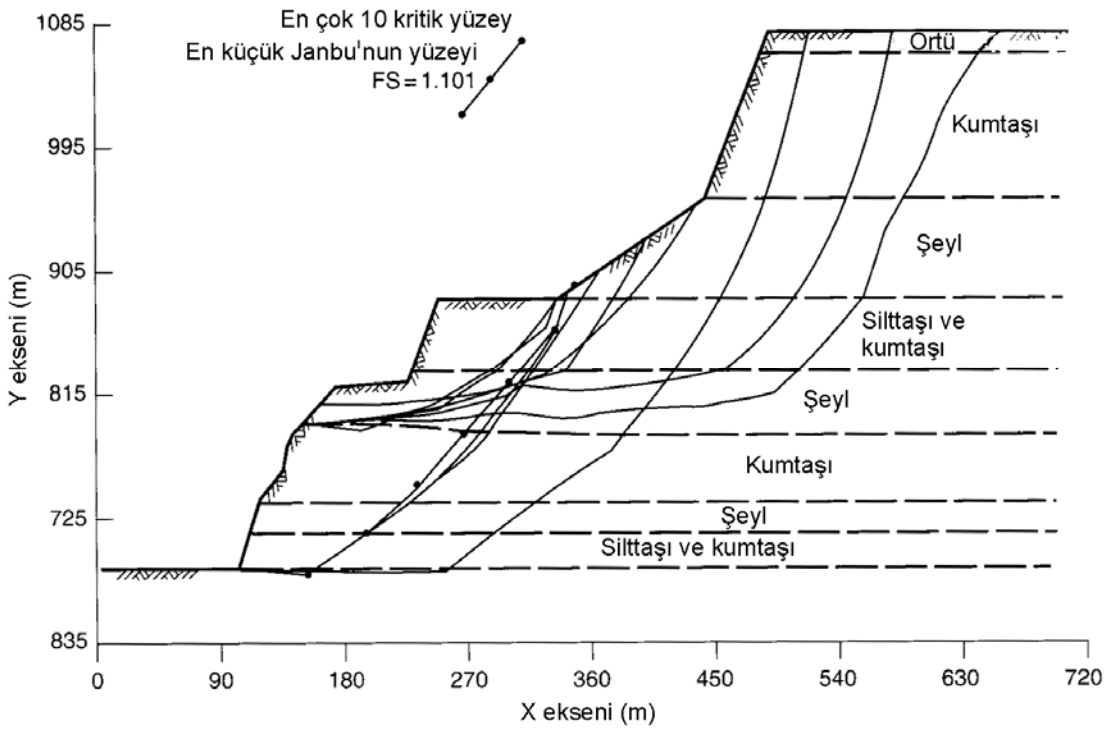
8.6.5 Üç Boyutlu Dairesel Yenilme Analizi

XSTABL programında bir şevin birim genişliğinin duraylılığı incelenir. Bu inceleme, dilimin kenarlarındaki kesme gerilmelerinin ihmal edildiği iki boyutlu bir incelemedir (bu, Bölüm 6'da tanımlanan düzlemsel yenilme analizinde kullanılan ilkenin aynısıdır). İki boyutlu prosedürlerin güvenilir analiz yöntemi oldukları anlaşılmış olmakla birlikte, kayma yüzeyini ve şev geometrisini daha kesin olarak belirlemede üç boyutlu analize gerek duyulan durumlar da olabilir. Üç boyutlu analiz yapabilen programlardan biri CLARA'dır (Hungr, 1987). Bu programda kayan kütle iki boyutlu yaklaşımdaki gibi dilimlere bölünmek yerine kolonlara bölünür. Şekil 8.21'de su tablasının çekme çatlağı altında yer aldığı kısmen doygun bir şevin CLARA analizine ait bir örnek görülmektedir.

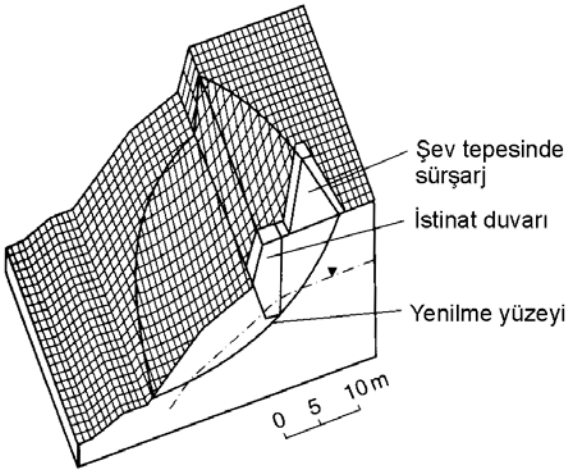
8.6.6 Sayısal Şev Duraylılık Analizi

Bu bölümde sadece emniyet katsayısının kayma yüzeyi üzerindeki direnen kuvvetlerin kaydıran kuvvetlere oranı olarak tanımlandığı sınır denge analiz yöntemi üzerinde durulmuştur.

Alternatif bir analiz yöntemi, duraylılık koşullarını değerlendirmede şev içindeki gerilmeler ve birim deformasyonların kullanılmasıdır. Şevin yenilmeye yakın olması durumunda, şev içinde şekli dairesel kayma yüzeyi ile yaklaşık olarak örtüşen bir yüksek birim deformasyon zonu gelişir. Kesme dayanımı özellikleri giderek azalırsa, kesme zonu boyunca gelişen harekette ani bir artış olur; bu durumda şev yenilmeye çok yakın demektir. Şevin yaklaşık emniyet katsayısı; kayanın gerçek kesme dayanımının, ani hareketin geliştiği durumdaki kesme dayanımına oranıdır. Bu analiz yöntemi Altbölüm 10.3'de daha ayrıntılı bir şekilde ele alınmıştır.



Şekil 8.20 Bir karayolu şevinde XSTABL kullanılarak yapılan iki boyutlu analiz.



Şekil 8.21 İstinat duvarı ve tepesinde sürşarj içeren bir şevin üç boyutlu duraylılık analizi.

8.7 Örnek Problem 8.1: Dairesel Yenilme Analizi

Verilen

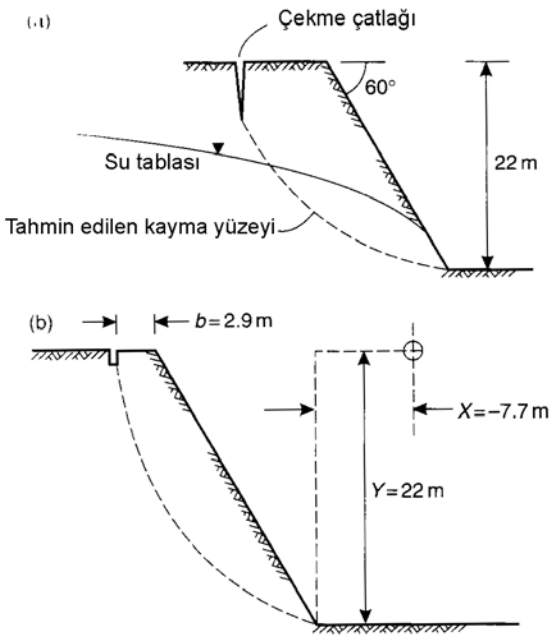
Masif ve çok zayıf bir volkanik tüfte 22 m yüksekliğinde, 60^0 eğimli bir kaya yarması yapılmıştır. Şev tepesi gerisinde bir çekme çatlağı açılmış olup, şevin yenilme koşullarına çok yakın (yani, emniyet katsayısının yaklaşık 1,0) olması kuvvetle muhtemeldir. Malzemenin sürtünme açısı 30^0, birim ağırlığı 25 kN/m^3 ve su tablasının konumu da Şekil 8.22'deki gibidir. Kayada şev yüzeyini kesebilecek kadar devamlı süreksizlik bulunmamaktadır. En olası yenilme biçimi de dairesel yenilmedir.

İstenen

(a) Emniyet katsayısının 1,0 olduğu durum için bir geriye analiz yaparak, kohezyonun sınır değerini hesaplayınız.
(b) Bir önceki şıkta hesaplanan dayanım parametrelerini kullanarak, tamamen drenajlı şev için emniyet katsayısını bulunuz. Şevin drene edilmesi stabilizasyon için uygun bir çözüm müdür?
(c) Şekil 8.22'deki yeraltı su seviyesini ve (a) şıkkında bulunan parametreleri kullanarak, emniyet katsayısını 1,3'e çıkarmak için şev yüksekliğinde

yapılması gerekli azalım miktarını hesaplayınız.

(d) Şekil 8.22'deki şev geometrisi ve yeraltı su seviyesi için, kritik daire merkezinin koordinatlarını ve kritik çekme çatlağının yerin bulunuz.



Şekil 8.22 Örnek problem 8.1 için şev geometrisi: (a) Su tablasının 3 numaralı diyagrama karşılık geldiği durumda dairesel yenilme için şev geometrisi; (b) kritik kayma yüzeyi ve kritik çekme çatlağının konumu.

Çözüm

(a) Şekil 8.22'deki yeraltı su seviyesi, kılavuzdaki Tablo 8.4'te verilen yeraltı suyu koşuluna karşılık gelir; bu nedenle, analizde 3 numaralı dairesel yenilme diyagramı (Şekil 8.8) kullanılır. $\phi = 30^0$ olduğu zaman $F_s = 1{,}0$'dir,

$\tan\phi / F_s = 0{,}58$

Bu $\tan\phi / F_s$ değerinin 60^0'lik şev açısı ile kesiştiği yerden $c / (\gamma H F_s) = 0{,}086$ bulunur. Bu nedenle:

$c = 0{,}086 \times 25 \times 22 \times 1{,}0$

$= 47{,}3$ kPa olur.

(b) Şev tamamen drenajlı ise, analiz için 1 numaralı dairesel yenilme diyagramı kullanılır.

$$\frac{c}{\gamma H \tan\phi} = \frac{47{,}3}{25\text{x}22\text{x}\tan(30)} = 0{,}15$$

Bu eğimli çizginin 60^0'lik şev açısının eğrisel çizgisiyle kesişmesinden,

$\tan\phi / F_s = 0{,}52$

bulunur. Bu nedenle:

$F_s = \tan 30 / 0{,}52 = 1{,}11$

Bu emniyet katsayısı değeri geçici şevlerde genellikle kabul edilen değerden (yani $F_s = 1{,}2$'den) daha düşüktür; bu nedenle, şevin drene edilmesi etkin bir stabilizasyon çözümü değildir.

(c) $F_s = 1{,}3$ ve $\phi = 30^0$ olduğu zaman $\tan\phi / F_s = 0{,}44$'dür.
3 numaralı yenilme diyagramında bu yatay çizginin 60^0'lik şev açısının eğrisel çizgisini kesmesiyle:

$c / (\gamma H F_s) = 0{,}11$ bulunur. Bu nedenle:

$H = 47{,}3 / (25 \times 1{,}3 \times 0{,}11)$

$= 13{,}2$ m olur.

Buna göre, emniyet katsayısını 1,0'den 1,3'e çıkarmak için, şev yüksekliğinin 8,8 m azaltılması gerekir. 1,3'lük emniyet katsayısının sadece su seviyesinde şevdeki yük boşalımına eşdeğer bir düşüş ile sağlanamayacağına dikkat ediniz.

(d) Yeraltı suyunun bulunduğu şevde kritik dairenin ve kritik çekme çatlağının yerleri Şekil 8.12'deki grafikler kullanılarak bulunur.
60^0'lik şev açısı ve 30^0'lik sürtünme açısı için dairenin koordinatları şöyledir:

$X = -0{,}35H$

$= -7{,}7$ m; yani, yatay yönde topuğun 7,7 m önünde.

$Y = H$

= 22 m; yani, topuktan 22 m yukarıda.

Tepenin gerisinde çekme çatlağının yeri:

$b / H = 0{,}13$

$b = 2{,}9$ m

Bu kritik daire Şekil 8.22(b)'de verilmiştir.

Bölüm 9

Devrilme Yenilmesi

9.1 Giriş

Önceki üç ölümde ele alınan yenilme biçimlerinin hepsi de kaya veya zemin kütlesinin mevcut ya da oluşturulan bir kayma yüzeyi üzerinde kaymasıyla ilgilidir. Bu bölümde, devrilme olarak adlandırılan değişik bir yenilme biçimi ele alınmıştır. Bu tip yenilmede kolon veya blokların kendi sabit tabanları etrafında dönmesi söz konusudur. Düzlemsel kayma ve kama tipi kaymalara benzer şekilde, devrilme tipi yenilmelerin analizinde ilk iş olarak potansiyel devrilme koşullarını belirlemek üzere yapısal jeolojinin kinematik analizi yapılır ve bu koşulun mevcut olması halinde, devrilme yenilmesine özgü duraylılık analizi yapılır.

Devrilme yenilmesi konusundaki ilk kaynaklardan biri, Vaiont kaymasının (Şekil 9.1) kuzey yüzeyindeki yenilmeye blok dönmesi veya devrilmesinin de katkıda bulunduğunu öne süren Muller'dır (1968). Hofmann (1972) blok dönmesini incelemek için Muller'ın gözetimi altında birçok model çalışması yapmıştır. Benzer model çalışmaları Ashby (1971), Soto (1974) ve Whyte (1973) tarafından da yapılmış; Cundall (1971), Byrne (1974) ve Hammett (1974) dönme şeklindeki yenilmeyi kaya kütlesinin davranışını analiz eden bilgisayar programına dahil etmişlerdir. Şekil 9.2'de içi siyah taralı blokların sabit ve içi boş blokların da hareket etme serbestliği bulunduğu devrilme yenilmesine ait bir bilgisayar modeli görülmektedir. Yüzeydeki sabit bloklar çekildiğinde, ağırlık merkezleri tabanlarının dışına düşeceği için, daha uzun kolonlar devrilir. Modelde, çekme çatlaklarının tabana göre tepede daha geniş olduğu devrilme yenilmelerinin tipik özelliği sergilenmiştir. En iyi şekilde doğrultu boyunca bakıldığında teşhis edilebilen bu koşul, devrilmelerin arazide belirlenmesinde çok yararlıdır.

Devrilme yenilmesi konusunda arazi çalışmalarına vurgu yapan yayınlar, İngiltere'deki şevleri inceleyen De Freitas ve Waters (1973) ile, demiryollarıyla ilgili devrilme yenilmeleri için stabilizasyon önlemlerini değerlendiren Wyllie'nin (1980) çalışmalarıdır.

Bu bölümde yapılan açıklamaların çoğu, basit devrilme problemi ile ilgili bir dizi matematiksel çözümün de verildiği Goodman ve Bray'in (1976) çalışmasına dayalıdır. Burada tekrarlanan basit devrilme yenilmesi çözüm şekli, devrilmenin mevcut olduğu kaya şevlerinin tasarımında temel teşkil eden ve sonra daha genel bir tasarım yöntemine dönüşen metodu temsil eder (Zanbak, 1983; Adhikary vd., 1997; Bobet 1999; Sageseta vd., 2001).

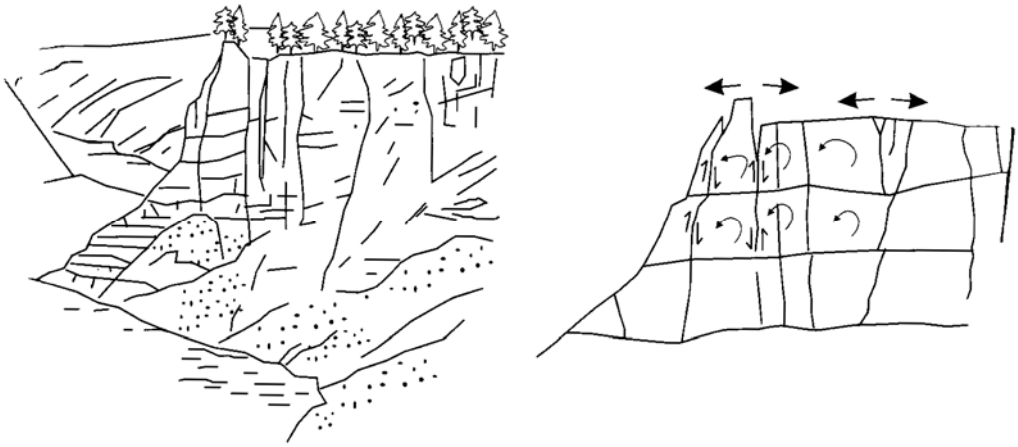
9.2 Devrilme Yenilmesi Çeşitleri

Goodman ve Bray (1976) arazide karşılaşılabilen değişik devrilme biçimlerini tanımlamıştır. Bunlardan her biri aşağıdaki paragraflarda ele alınmıştır. Devrilme çeşitleri arasındaki farkın önemi, devrilme yenilmesi analizi için iki farklı duraylılık analizinin bulunmasıdır. Bunlar blok ve fleksür devrilmesi olup, tasarımda uygun analizin kullanılması gerekir.

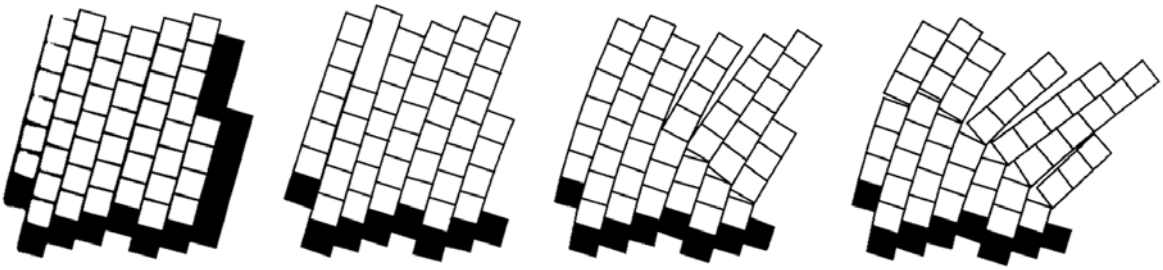
9.2.1 Blok Devrilmesi

Şekil 9.3(a)'da görüldüğü gibi, devrilme yenilmesi; sağlam kayada bir süreksizlik takımı büyük eğimle şev içine doğru olduğu ve geniş açıklıklı ortogonal ikinci süreksizlik takımı da

kolon yüksekliğini belirlediği zaman, bireysel kolonların ortaya çıkmasıyla oluşur. Şevin topuğunu oluşturan kısa kolonlar, arkada ve daha yüksek olan kolonların dönmesinden kaynaklanan yükleme ile öne doğru itilirler ve topuktaki bu kayma da şev yukarısında daha ileri düzeyde devrilme meydana gelmesine neden olur. Yenilmenin tabanı genellikle birbirine bitişik iki eklemden diğerine basamaklı yükselme şeklindedir. Bu tür yenilmenin oluşabileceği tipik jeolojik koşullar, ortogonal eklemlenmenin iyi geliştiği tabakalı kumtaşları ve kolonlu bazaltlardır.



Şekil 9.1 Vaiont kaymasının kuzey yüzü için önerilen devrilme mekanizması (Muller, 1968).

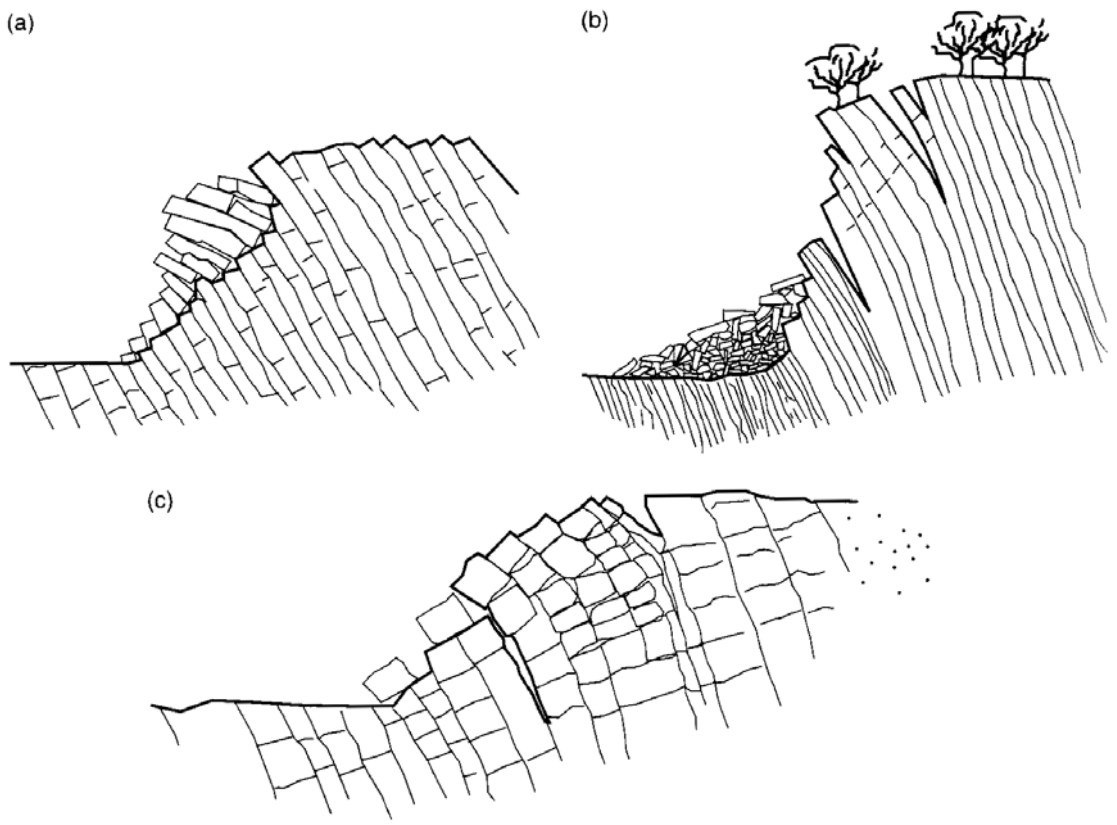


Şekil 9.2 Bilgisayar ile oluşturulmuş devrilme yenilmesi modelleri; içi siyah taralı bloklar sabit konumda iken, içi boş blokların hareket edebilme serbestliği söz konusudur (Cundall, 1971).

9.2.2 Fleksürel Devrilme

Fleksürel devrilme süreci Şekil 9.3(b)'de verilmiştir. Burada; iyi gelişmiş, çok eğimli süreksizlikler ile ayrılmış sürekli kaya kolonlarının ileri doğru eğrilmesi sırasında fleksür kırılması görülmektedir. Bu tür yenilmelerin oluşabileceği tipik jeolojik koşullar; ortogonal eklemlenmenin iyi gelişmediği, ince tabakalanmalı şeyl ve sleytdir. Fleksürel devrilmenin taban düzlemi genellikle blok devrilmesindeki kadar iyi tanımlanmamıştır.

Şev topuğunun kayması, aşınması veya kazılması devrilme sürecini başlatır ve geriye; çekme çatlaklarının derinlikle birlikte daraldığı derin çekme çatlaklarının geliştiği kaya kütlesi içine doğru ilerler. Şevin alt kısmı yukarıdan düşen düzensiz bloklarla kaplı olup, topuk kısmından bir devrilme yenilmesini teşhis etmek genellikle zordur. Devrilen şevlerin ayrıntılı incelemesinden, her bir konsol kolonun dışarı doğru hareketinin bir katman-arası kayma oluşturduğu ve her bir düzlemin üst yüzeyinin bir kısmının Şekil 9.3(a)'daki gibi bir dizi geriye bakan sarplık şeklinde açığa çıktığı görülmüştür.



Şekil 9.3 Devrilme yenilmesi sınıfları: (a) Geniş açıklıklı ortogonal eklemler içeren kayada kolonların blok devrilmesi; (b) şev içine büyük eğimle dalan kaya bloklarının fleksür devrilmesi; (c) kesişen çok sayıda eklem boyunca biriken hareket yoluyla, uzun kolonların psödo-devamlı fleksürü ile karakterize edilen blok-fleksür devrilmesi (Goodman ve Bray, 1976).

9.2.3 Blok-Fleksür Devrilmesi

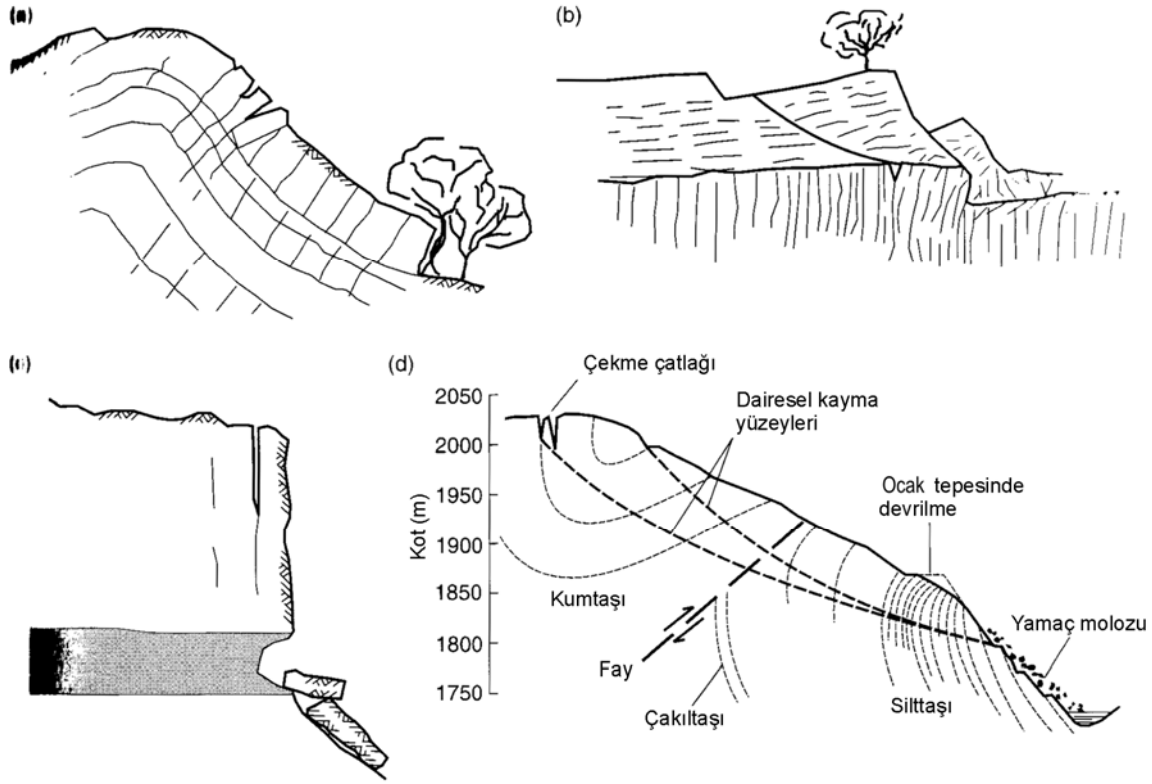
Şekil 9.3(c)'de görüldüğü gibi, blok-fleksür devrilmesi; çok sayıda kesişen eklemlerle bölünmüş, uzun kolonlar boyunca psödo-devamlı süreksizliklerle karakterize edilir. Kolonların bu durumdaki yenilmesi, fleksürel devrilmeye yol açan sürekli kolonların fleksür yenilmesi yerine, kesişen çatlaklarda biriken yerdeğiştirmeler sonucunda gelişir. Bu tür bir devrilmede çok sayıdaki küçük hareketten dolayı, fleksür devrilmesine göre daha az sayıda çekme çatlağı bulunur ve blok devrilmesine kıyasla da daha az sayıda kenar-kenar dokanağı ve boşluk mevcuttur.

9.2.4 İkincil Devrilme Biçimleri

Şekil 9.4'de Goodman ve Bray tarafından önerilen olası birkaç ikincil devrilme mekanizması verilmiştir. Genelde bu yenilmeler şev topuğunun altının akarsu oyması veya bozuşma gibi doğal nedenlerle ya da beşeri faaliyetlerle bir miktar oyulmasıyla meydana gelmektedir. Bu durumların hepsinde de esas yenilme biçimi, kayanın kaymasını veya fiziksel anlamda parçalanmasını içerir ve bu başlıca yenilme şevin üst kısmında devrilmeye neden olur [Şekil 9.4(a) ve (b)].

Şekil 9.4(c)'de yatay tabakalı şeyl ve kumtaşı formasyonlarında devrilme yenilmesinin tipik oluşumları görülmektedir. Şeyl kumtaşına kıyasla genellikle çok daha zayıf ve bozuşmaya daha duyarlı iken, kumtaşında çoğu zaman düşey gerilme rahatlaması çatlakları bulunur. Şeyl bozuşurken kumtaşının desteği ortadan kalkar ve boyutları düşey eklemlerin açıklığı ile tanımlanacak şekilde, kumtaşı kolonları

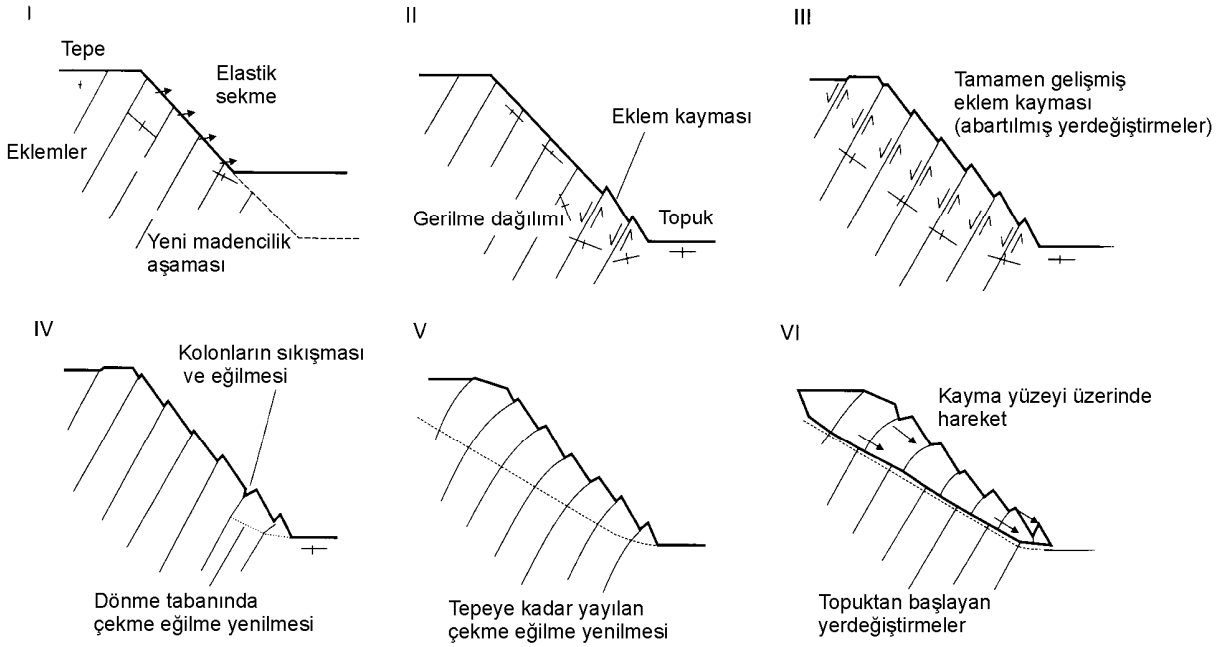
yüzeyden devrilir. Bazı yerlerdeki çıkıntılar 5 m kadar uzun olabilmekte; fazla belli etmeden çok büyük hacimlerde kaya yenilmeleri oluşmaktadır.



Şekil 9.4 İkincil devrilme biçimleri: (a) Kaymanın tepe kısmında devrilme; (b) üst şevde kesme hareketi ile birlikte kayma topuğunda devrilme (Goodman ve Bray, 1976); (c) alttaki zayıf malzemenin bozuşmasından dolayı üstteki sağlam malzemenin kolonlarında devrilme; (d) ocak tepesinde, üst şevde dairesel yenilmeye neden olan devrilme (Wyllie ve Munn, 1978).

Şekil 9.4(b)'de görülen kayma tabanı devrilme biçimine dair örnek, tabakaların ocak tepesinde 70° açı ile şev içine doğru ve doğrultularının da şeve paralel olduğu bir kömür madenindeki ocak şevi yenilmesine aittir. Ocak şevinin 50° açıyla kazılması ocak tepesinde bir devrilme yenilmesi başlatmış; bu da topuktan 230 m yukarı kadar çıkan bir dairesel yenilmeye neden olmuştur. Şevde yapılan ayrıntılı gözlemler, ocak yukarısındaki şevde toplamı yaklaşık 30 m olan bir hareket meydana geldiğini; bunun da şev yukarısındaki tepelik alanda birkaç m genişlikte ve 9 m kadar derinlikte çatlak açılmasına neden olduğunu ortaya koymuştur. Hareket eden şevin altında madencilik faaliyetine devam edebilmek için, devamlı surette hareket gözlemi yapılmış ve sonuçta ocağı geri doldurmak suretiyle şev stabilize edilmiştir (Wyllie ve Munn, 1979).

Devrilme mekanizması ile ilgili başka bir örnek, Şekil 9.5'de verilmiştir (Sjöberg, 2000). Şev derinliğinin giderek arttığı açık maden ocaklarındaki talî devrilme hareketleri sonuçta büyük bir yenilmeye dönüşebilir. Hareketin dikkatlice izlenmesi ve devrilme mekanizmasının teşhisiyle, tehlikeli koşulların ne zaman oluşacağı kestirilebilir.



9.5 Bir şevde büyük ölçekli devrilmede yenilme aşamaları (Sjöberg, 2000).

9.3 Blok Devrilme Yenilmesinin Kinematiği

Devrilme potansiyeli bu altbölümde tanımlanan iki kinematik test ile değerlendirilebilir. Bu deneylerde önce bloğun şekli ve sonra da blokları oluşturan düzlemlerin eğimi ile şev açısı arasındaki ilişki incelenmektedir. Potansiyel devrilme koşullarını belirlemede bu iki deneyin yararına vurgu yapılsa da, bu testler tek başlarına duraylılık analiz yöntemleri olarak kullanılamazlar.

9.3.1 Blok Şekli Deneyi

Bir düzlem üzerindeki bloğun duraylılığının temel mekaniği Şekil 9.6(a)'da verilmiştir (ayrıca bkz. Şekil 1.10). Bu diyagramda, ψ_P eğimli düzlem üzerinde yüksekliği h ve genişliği Δx olan duraylı, kayan veya devrilen blokları ayıran koşullar verilmiştir. Blok tabanı ile düzlem arasındaki açı ϕ_P ise, taban düzleminin eğimi sürtünme açısından küçük; yani,

$$\psi_P < \phi_P \qquad (9.1)$$

olduğu zaman, blok kaymaya karşı duraylı olacaktır. Ancak, bloğun ağırlığı tabanın dışında; yani,

$$\Delta x / y < \tan\psi_P \qquad (9.2)$$

olduğu zaman, blok devrilecektir. Örnek olarak, eğimi 10° olan taban düzlemi üzerinde 3 m genişliğindeki bloğun yüksekliği 17 m'yi geçtiği zaman devrilme meydana gelir.

9.3.2 Katman-Arası Kayma Deneyi

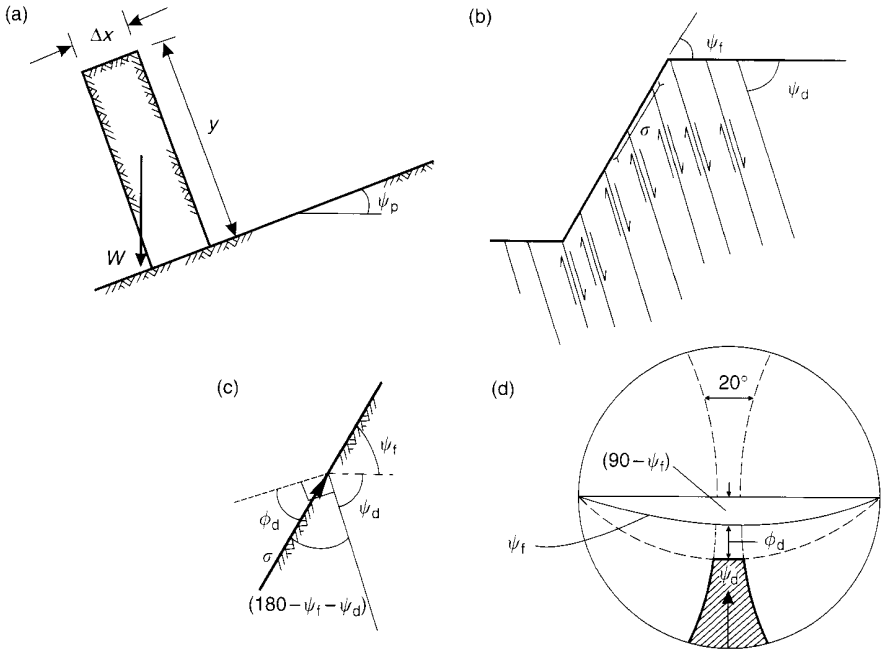
Şekil 9.3 ve 9.5'de görülen mekanizmalarda devrilmenin oluşması için bir şart, blokların üst ve alt kenarlarında yüz-yüze temaslardaki kesme yerdeğiştirmesidir. Bu yüzeylerdeki kayma, aşağıdaki koşullar sağlandığı zaman meydana gelir [Şekil 9.6(b)]. Şev yüzüne yakın yerde gerilme durumu, normal gerilmenin (σ) yönelimi şev yüzüne paralel olacak şekilde tek eksenlidir. Katmanlar birbiri üzerinde kaydığı zaman, σ'nın eğimi katmanların normali ile ϕ_d açısı yapmalıdır; burada, ϕ_d = blokların kenarlarındaki sürtünme açısıdır. Şev yüzünün eğimi ψ_P ise ve blokların kenarlarını

oluşturan düzlemlerin eğimi de ψ_d ise, katman-arası kayma için gerekli koşul aşağıdaki gibi olur [Şekil 9.6(c)]:

$$(180 - \psi_f - \psi_d) \geq (90 - \phi_d) \quad (9.3)$$

veya

$$\psi_d \geq (90 - \psi_f) + \phi_d \quad (9.4)$$



Şekil 9.6 Devrilmeden önceki fleksür kayması için kinematik koşullar: (a) Devrilme için blok yüksekliği/genişliği deneyi; (b) kaya şevde gerilme yönü ve kayma yönleri; (c) katman arası kayma koşulu; (d) alt yarıküre stereografik izdüşümü üzerinde tanımlanan kinematik deney.

9.3.3 Blok Yönelim Deneyi

Devrilme için diğer kinematik koşul; her bir katman bitişikteki katmanlardan gelen çok az sınırlama ile birlikte serbestçe devrilecek şekilde, bloğu oluşturan düzlemlerin doğrultularının şev doğrultusuna yaklaşık paralel olmasıdır. Arazideki devrilme gözlemleri; duraysızlığın, blokların kenarlarını oluşturan düzlemlerin eğim yönünün (α_d) şevin yüzünün eğim yönü (α_f) ile yaklaşık 10^0 içinde olduğu yerlerde mümkün olacağını göstermektedir:

$$|(\alpha_f - \alpha_d)| < 10^0 \quad (9.5)$$

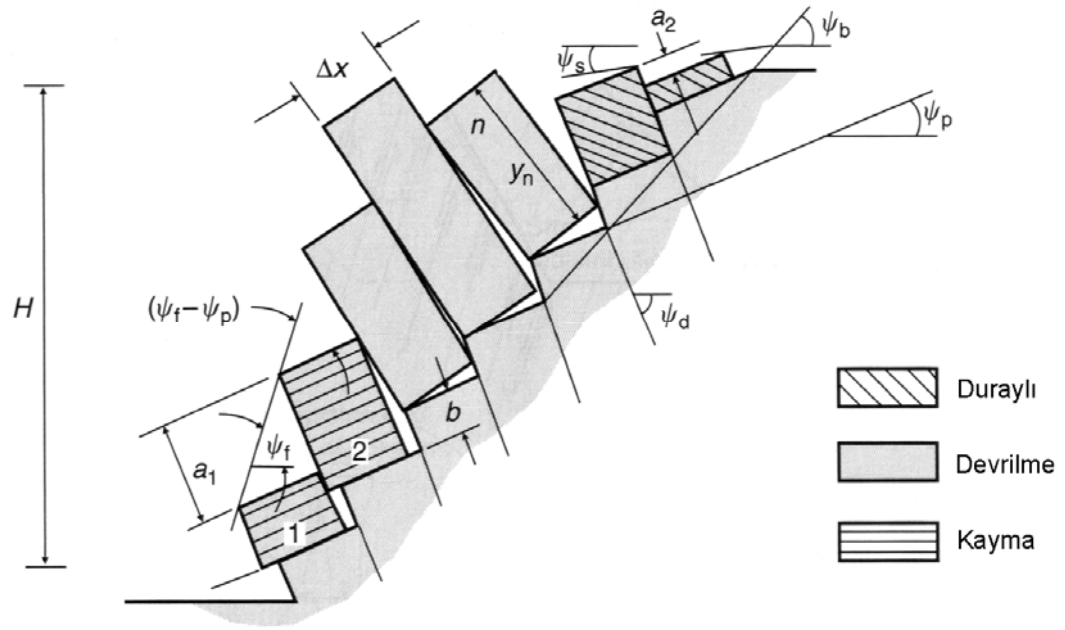
(9.4) ve (9.5) eşitlikleri ile verilen devrilmenin kinematik duraylılığını tanımlayan iki koşul stereonet üzerinde tasvir edilebilir [Şekil 9.6(d)]. Stereonet üzerinde devrilme; taban sürtünme özellikleri ve blokların şeklinin sırayla (9.1) ve (9.2) eşitlikleriyle verilen koşulların da sağlanması şartıyla, kutupları taralı alana düşen düzlemler için mümkün olur.

9.4 Basamaklı Bir Taban Üzerindeki Devrilmenin Sınır Denge Analizi

Bu altbölümde tanımlanan devrilme analiz yönteminde, bu kitabın tamamında kullanılan sınır denge ilkelerinin aynısı kullanılmıştır. Bu analiz devrilme yenilmesinin birkaç basit durumu için sınırlı olmakla birlikte, devrilmede önemli olan faktörleri temelde anlamayı sağlar ve iyileştirme seçeneklerinin değerlendirilmesine izin verir. Duraylılık analizi; tüm blokların boyutlarının ve bunlar üzerine etkiyen kuvvetlerin

hesaplandığı, daha sonra en üst bloktan başlayarak her birinin duraylılığının analiz edildiği tekrarlı bir süreci kapsar. Her blok duraylı, devrilen veya kayan biçimde olacaktır; en alttaki bloğun kaydığı veya devrildiği durumda tüm şev duraysız olarak değerlendirilir. Bu analiz için temel bir şart, blok üzerine etkiyen herhangi bir dış kuvvet bulunmaması halinde taban düzleminde kayma olmayacak şekilde, her bloğun tabanındaki sürtünme açısının taban eğim açısından büyük olmasıdır [bkz. (9.1) eşitliği].

Arazide mevcut olabilen çok değişik gerçek koşulları benzeştirmek için, şev üzerine etkiyen dış kuvvetleri hesaba katmada sınır denge analiz yöntemi idealdir. Meselâ, alt blok (veya bloklar) duraysız ise, hareketi önlemek için bu bloklara belirli bir çekme dayanımı ve dalım açısına sahip gerdirilmiş ankrajlar yerleştirilebilir. Ayrıca, depremlerin neden olduğu yer hareketi her blok üzerine etkiyen bir psödo-statik kuvvet ile benzeştirilebilir (bkz. Altbölüm 6.5.4); su kuvvetleri her bloğun tabanına veya kenarlarına etkiyebilir ve köprü temellerinden gelen yükler belirli bir bloğa eklenebilir (Wyllie, 1999).



Şekil 9.7 Basamaklı bir taban üzerindeki devrilmenin sınır denge analizi için model (Goodman ve Bray, 1976).

Bu altbölümde tanımlanan ayrıntılı analize bir alternatif olarak, Zanbak (1983) devrilme açısından duraysız şevleri teşhis etmede ve sınır denge için gerekli destek kuvvetini hesaplamada kullanılabilen bir dizi tasarım diyagramı geliştirmiştir.

9.4.1 Blok Geometrisi

Devrilme analizinde birinci adım, her blok için boyutların hesaplanmasıdır. Şekil 9.7'deki düzenli bloklar sistemini göz önüne alınız. Dikdörtgen şekilli bu blokların genişliği Δx ve yükseklikleri de y_n'dir. Blokların tabanının eğimi ψ_p ve blok yüzeylerini oluşturan ortogonal düzlemlerin eğimi de ψ_d'dir ($\psi_d = 90 - \psi_p$). Şev yüksekliği H, şevin kazılma açısı ψ_f ve şev üst yüzeyinin eğimi ψ_s'dir.

Taban düzlemi açısı (ψ_b): Devrilen blokların tabanı basamaklı olup, genel taban açısı ψ_b'dir (Şekil 9.7). ψ_b parametresinin değerini doğrudan belirlemede herhangi bir yöntemin

bulunmadığına dikkat ediniz. Ancak, ψ_b için analizde uygun bir değerin kullanılması gerekir; çünkü, bu parametrenin şev duraylılığı üzerine etkisi büyüktür. Başka bir deyişle, taban açısının eğimi azalırken, blokların uzunlukları artar ve daha uzun blokların devrilme eğilimi fazlalaşır; bu da şev duraylılığını azaltır. Taban açısının blokların tabanı ile örtüşmesi (yani, $\psi_b = \psi_p$ olması) durumunda; devrilme geometrisi, taban düzlemi boyunca blokların dilatansını (δ) ve blokların yüzeylerinde makaslamayı gerektirir (Şekil 9.8). Ancak, tabanın basamaklı (yani, $\psi_b > \psi_p$) olması durumunda, yüz-yüze temaslarda yerdeğiştirme olması koşuluyla, dilatans olmaksızın her blok devrilebilir (Şekil 9.7). Kaya kütlesinde dilatans oluşturmak için gerekli enerjinin mevcut süreksizlikler boyunca makaslama gelişmesi için gerekli enerjiden daha fazla olması beklenir; bu nedenle, düzlemsel bir tabana göre basamaklı tabanın gelişme olasılığı daha yüksektir. Taban sürtünmesinin merkezkaç modelinde ve sayısal modellerde incelenmesiyle (Goodman ve Bray, 1976; Pritchard ve Savigny, 1990, 1991; Adhikary vd., 1997) taban düzlemlerinin basamaklı olma eğilimi gösterdiği ve yaklaşık eğim açısının da aşağıdaki aralıkta olduğu gözlenmiştir:

$$(\psi_p + 10^0) < \psi_b < (\psi_p + 30^0) \qquad (9.6)$$

ψ_b'nin değerinin bilinmediği durumlar için göz önüne alınması gerekli uygun duraylılık analiz prosedürü, (9.6) eşitliğindeki aralık için bir hassasiyet analizi yapılması ve en az duraylı koşulu veren değerin bulunmasıdır.

Şekil 9.7'de görülen geometriye dayalı olarak, sistemi oluşturan blok sayısı (n) aşağıdaki gibi ifade edilir:

$$n = \frac{H}{\Delta x}\left[\operatorname{cosec}(\psi_b) + \left(\frac{\cot(\psi_b) - \cot(\psi_f)}{\sin(\psi_b - \psi_f)}\right)\sin(\psi_s)\right] \qquad (9.7)$$

Bloklar şev topuğundan itibaren şev tepesine doğru numaralandırılır; en düşük blok numarası 1 ve en büyük blok numarası da n'dir. İdealleştirilmiş bu modelde şev tepesinden aşağıdaki bir konumda bulunan n numaralı bloğun yüksekliği (y_n) aşağıdaki gibi ifade edilir:

$$y_n = n\,(a_1 - b) \qquad (9.8)$$

Şev tepesinden yukarıdaki bloğun yüksekliği ise:

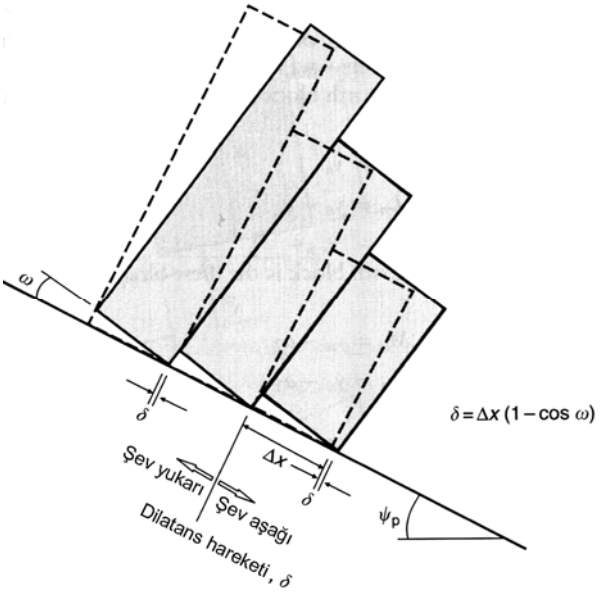
$$y_n = y_{n-1} - a_2 - b \qquad (9.9)$$

Blok ve şev geometrisi ile tanımlanan a_1, a_2 ve b sabitleri aşağıdaki gibi ifade edilir:

$$a_1 = \Delta x \tan(\psi_f - \psi_p) \qquad (9.10)$$

$$a_2 = \Delta x \tan(\psi_p - \psi_s) \qquad (9.11)$$

$$b = \Delta x \tan(\psi_b - \psi_p) \qquad (9.12)$$



Şekil 9.8 Taban düzleminin, blokların eğiminin normali ile örtüştüğü durumda devrilen bloklarda dilatans (Zanbak, 1983).

9.4.2 Blok Duraylılığı

Şekil 9.7'de devrilmeye maruz kalan bir bloklar sisteminin duraylılığı görülmektedir. Burada, blokların davranış biçimine göre üç grup ayırt etmek mümkündür:

(a) Şevin üst kısmında blokların tabanının sürtünme açısının bu düzlemin eğiminden büyük (yani, $\phi_p > \psi_p$) ve ağırlık merkezi de taban içinde kalacak şekilde yüksekliğin sınırlı ($y/\Delta x < \cot\psi_p$) olduğu duraylı bloklar.
(b) Ağırlık merkezinin taban dışında kaldığı ara düzey devrilme blokları.
(c) Topuk bölgesinde yukarıdaki devrilen bloklarla itilen bloklar.
Şev ve blok geometrilerine bağlı olarak, topuk blokları duraylı olabilir, devrilebilir veya kayabilir.

Şekil 9.9'da blokların boyutlarını tanımlamada kullanılan terimler ile, devrilme ve kayma sırasında blok üzerine etkiyen tüm kuvvetlerin yönleri verilmiştir. Şekil 9.9(a)'da tabanda gelişen kesme kuvveti ve normal kuvvet (S_n, R_n) ile, komşu blokların ara yüzeyindeki kesme kuvveti ve normal kuvveti (Q_n, P_n, Q_{n-1}, P_{n-1}) de gösteren tipik bir blok (n) sunulmuştur. Blok devrilen takımdan biri olduğu zaman, Şekil 9.9(b)'de görüldüğü gibi, tüm kuvvetlerin uygulanma noktaları bellidir. Bloğun üst ve alt yüzlerinde P_n normal kuvvetlerin uygulanma noktaları sırayla M_n ve L_n olup, aşağıdaki gibi tanımlanırlar.

n numaralı blok şev tepesinin altında ise:

$$M_n = y_n \tag{9.13}$$

$$L_n = y_n - a_1 \tag{9.14}$$

n numaralı blok tam şev tepesinde ise:

$$M_n = y_n - a_2 \tag{9.15}$$

$$L_n = y_n - a_1 \tag{9.16}$$

n numaralı blok şev tepesinin üstünde ise:

$$M_n = y_n - a_2 \tag{9.17}$$

$$L_n = y_n \tag{9.18}$$

Düzensiz bir bloklar dizisi için y_n, L_n ve M_n grafik şeklinde tanımlanabilir.

Kayma ve devrilme meydana geldiği zaman, blokların tabanında ve kenarlarında sürtünme kuvvetleri oluşur. Çoğu jeolojik ortamlarda sürtünme açılarının bu iki yüzeyde farklı olması daha olasıdır. Örnek olarak, ince şeyl damarları ile ardalanmalı kumtaşı katmanları içeren yüksek eğimli bir sedimenter istifte blokların kenarları şeylden oluşurken, kumtaşlarındaki eklemler blokların tabanını oluştururlar. Bu koşullarda blokların kenar sürtünme açısı (ϕ_d) tabanların sürtünme açısından (ϕ_b) büyük olacaktır. Bu iki sürtünme açısının sınır denge analizine dahil edilmesi aşağıdaki gibi olur:

Blokların kenarlarındaki sınırlayıcı sürtünme için:

$$Q_n = P_n \tan\phi_d \tag{9.19}$$

$$Q_{n-1} = P_{n-1} \tan\phi_d \tag{9.20}$$

n numaralı bloğun ağırlığı (W_n) blok tabanına dik ve paralel bileşenlerine ayrılırsa, n numaralı bloğun tabanına etkiyen normal kuvvet ve kesme kuvveti elde edilir:

$$R_n = W_n \cos\psi_p + (P_n - P_{n-1}) \tan\phi_d \tag{9.21}$$

$$S_n = W_n \sin\psi_p + (P_n - P_{n-1}) \tag{9.22}$$

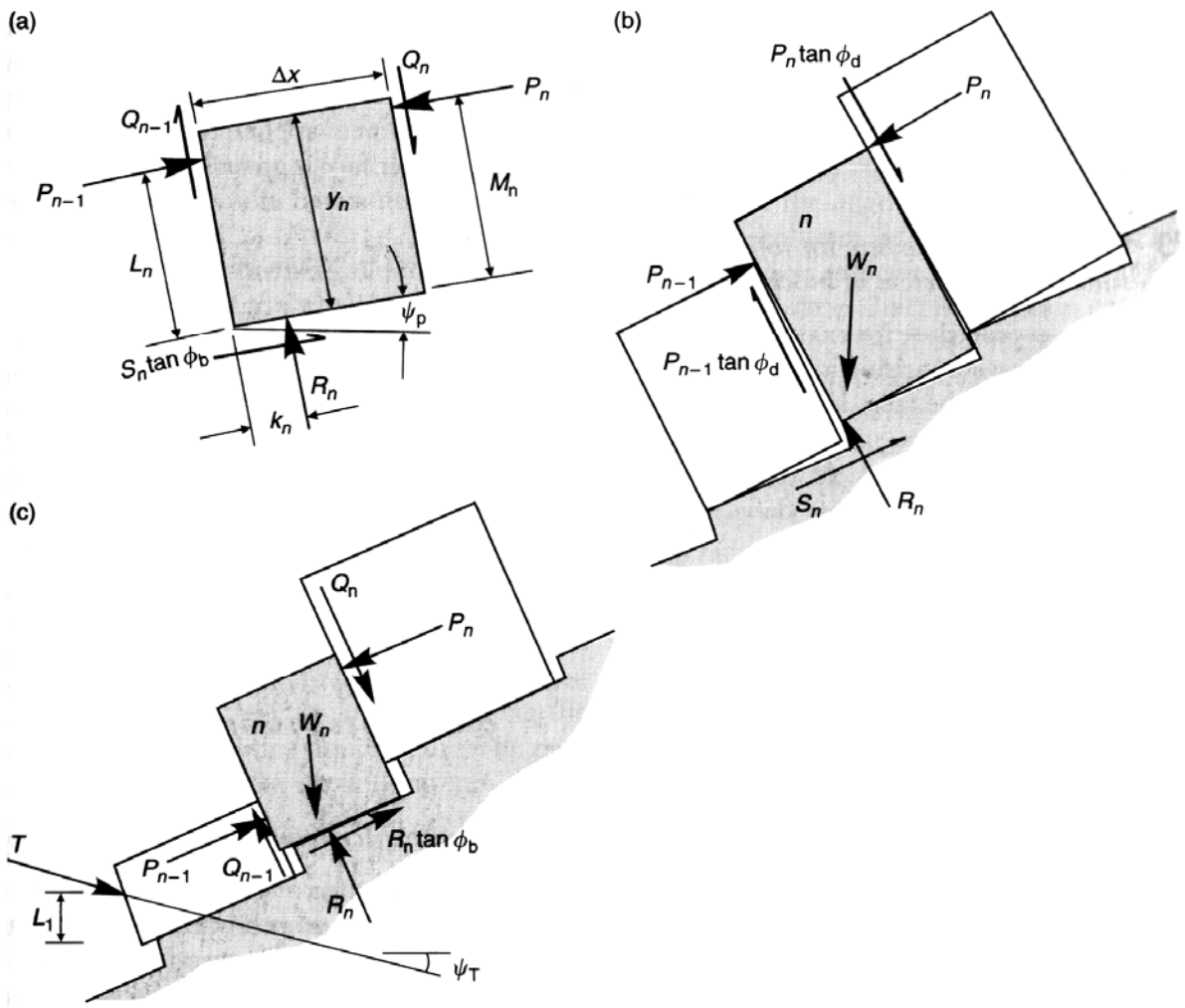
Dönme dengesini göz önüne alarak, dönmeyi engellemeye yeterli P_{n-1} kuvvetinin değerinin aşağıdaki gibi olduğu bulunur:

$$P_{n-1,t} = [P_n (M_n - \Delta x \tan\phi_d) + (W_n/2)(y_n \sin\psi_p - \Delta x \cos\psi_p)]/L_n \tag{9.23}$$

Göz önüne alınan blok kayan takımın bloklarından biri olduğu zaman [Şekil 9.9(c)],

$$S_n = R_n \tan\phi_p \tag{9.24}$$

olur. Ancak, bloğun yanlarına ve tabanına uygulanan Q_{n-1}, P_{n-1} ve R_n kuvvetlerinin büyüklükleri ve bunların uygulanma noktaları olan L_n ve K_n bilinmemektedir. Problem her ne kadar belirsiz olsa da, $Q_{n-1} = \tan\phi_d$ (Q_{n-1}) varsayıldığı zaman, n numaralı bloğun kaymasını önlemek için gerekli P_{n-1} kuvveti bulunabilir. Sonra, kaymayı önlemeye yeterli kesme kuvvetinin değeri de şöyle olur:



Şekil 9.9 *n*'inci blokta devrilme ve kayma için sınır denge koşulları: (a) *n*'inci blok üzerine etkiyen kuvvetler; (b) *n*'inci bloğun devrilmesi; (*c*) *n*'inci bloğun kayması (Goodman ve Bray, 1976).

$$P_{n-1,s} = P_n - \frac{W_n(\cos\psi_p \tan\phi_p - \sin\psi_p)}{(1 - \tan\phi_p \tan\phi_d)} \qquad (9.25)$$

9.4.3 Bir Blok Sisteminin Devrilme Duraylılığını Hesaplama Prosedürü

Şev içine büyük açı ile eğimli bir bloklar sistemi içeren şevin devrilme duraylılığını incelemede kullanılan hesaplama prosedürü aşağıdaki gibidir:

(i) Her bloğun boyutları ve blok sayısı (9.7)-(9.12) denklemlerinden bulunur.

(ii) Blokların kenarlarında ve tabanlarındaki sürtünme açısı değerleri (ϕ_d ve ϕ_p) laboratuvar deneylerine dayalı olarak (veya görsel incelemeyle) bulunur. Kaymayı önlemek için tabanın sürtünme açısı tabanın eğiminden büyük (yani, $\phi_p > \psi_p$) olmalıdır.

(iii) Üst bloktan başlayarak, devrilmenin oluşup oluşmayacağını (yani, $y/\Delta_x > \cot\psi_p$ olup olmadığını) belirlemede (9.2) eşitliği kullanılır. Üstteki devrilen blok için, sırayla devrilmeyi ve kaymayı engellemek için gerekli yanal kuvvetleri hesaplamada (9.23) ve (9.25) eşitlikleri kullanılır.

(iv) Devrilme setinin en üst bloğu n_1 olsun.

(v) n_1 bloğundan başlayarak, devrilmeyi ve kaymayı önlemek için gerekli yanal kuvvetler ($P_{n\text{-}1,t}$ ve $P_{n\text{-}1,s}$) bulunur.
Ayrıca, blok tabanında bir normal kuvvet (R) bulunduğu ve tabanda kayma meydana gelmeyeceği konusunda bir kontrol yapılır. Yani,

$R_n > 0$ ve $(|S_n| > R_n \tan\phi_p)$

durumları incelenir.

(vi) Bir sonraki alt blok ($n_1 - 1$) ve diğer tüm alt bloklar aynı prosedür kullanılarak sırayla incelenir. Devrilme için (9.2) eşitliğini sağlamayan nispeten kısa boylu bir bloğun, üst yüzeyde uygulanan itki kuvvetinden dolayı uygulanan momentin bir önceki şıkta ifade edilen koşulu sağlayacak kadar büyük olması halinde, yine de devrilebileceği sonucu da ortaya çıkabilir. $P_{n\text{-}1,t} > P_{n\text{-}1,s}$ koşulu tüm bloklar için sağlanırsa, devrilme yukarıdan aşağı 1 numaralı bloğa kadar ilerler ve kayma olmaz.

(vii) Sonunda bir blok $P_{n\text{-}1,s} > P_{n\text{-}1,t}$ koşuluna erişebilir. Bu durum n_2'yi ortaya çıkarır; bu ve diğer tüm alt bloklar için kritik durum kaymadır. Kayan blokların duraylılığı (9.24) eşitliği kullanılarak kontrol edilir; $S_n = R_n \tan\phi_b$ ise blok duraysızdır. 1 numaralı bloğun hem kayma hem de devrilme açısından duraylı (yani, $P_o < 0$) ise, şevin tamamının duraylı olduğu düşünülür. 1 numaralı blok kayar veya devrilir (yani, $P_0 > 0$) ise, şevin tamamı duraysız demektir.

9.4.4 Bir Şevi Stabilize Etmek İçin Gerekli Kablo Kuvveti

Altbölüm 9.4.3'de tanımlanan hesaplama süreci 1 numaralı bloğun duraysız olduğunu gösterir. Buna göre, devrilmeyi önlemek üzere bu bloğa gerdirilmiş bir kablo yerleştirilebilir; devrilme zonu altındaki sağlam kayaya ankrajlanabilir. Ankrajlama için tasarım parametreleri; bulon gerdirmesi, ankrajın dalımı ve 1 numaralı blok üzerindeki konumudur [Şekil 9.9(c)].

1 numaralı blokta tabandan L_1 kadar yukarıda ψ_T dalımlı bir ankrajın yerleştirildiğini düşününüz. 1 numaralı bloğun devrilmesini önlemek için gerekli ankraj kuvveti:

$$T_t = \frac{W_1/2(y_1 \sin\psi_p - \Delta x \cos\psi_p) + P_1(y_1 - \Delta x \tan\phi_d)}{L_1 \cos(\psi_p + \psi_T)} \tag{9.26}$$

1 numaralı bloğun kaymasını önlemek için gerekli ankraj kuvveti ise:

$$T_s = \frac{P_1(1 - \tan\phi_p \tan\phi_d) - W_1(\tan\phi_p \cos\psi_p - \sin\psi_p)}{\tan\phi_p \sin(\psi_p + \psi_T) + \cos(\psi_p + \psi_T)} \tag{9.27}$$

T kuvveti 1 numaralı bloğa uygulandığı zaman, bloğun tabanındaki normal kuvvet ile kesme kuvveti (sırayla) şöyle olur:

$$R_1 = P_1 \tan\phi_d + T\sin(\psi_p + \psi_T) + W_1 \cos\psi_p \tag{9.28}$$

$$S_1 = P_1 - T\cos(\psi_p + \psi_T) + W_1 \sin\phi_p \tag{9.29}$$

Blok 1'deki gerdirilmiş ankrajlı bloğu içeren şevin duraylılık analizi, blok 1 ile ilgili hesaplamalar hariç, Altbölüm 9.4.3'deki ile aynıdır. Gerekli çekme, (9.26) ve (9.27) eşitliklerinden bulunan T_t ve T_s değerlerinin büyük olanıdır.

9.4.5 Devrilme Yenilmelerinin Sınır Denge Analizi İçin Emniyet Katsayısı

Gerek donatılı ve gerekse donatısız şevlerin emniyet katsayısı, sınır denge analizi için sürtünme açısını bulmak suretiyle hesaplanabilir. Prosedür ilk iş olarak Altbölüm 9.4.3'de tanımlanan ve sürtünme açısı için hesaplanmış değerleri kullanan sınır denge duraylılık analizinin yapılmasını gerektirir. Blok 1 duraysız ise, sürtünme açılarından biri veya her ikisi P_o değeri çok küçük olana kadar arttırılır. Bunun tersine, blok 1 duraylı ise, sürtünme açıları P_o değeri çok küçük olana kadar azaltılır. Sürtünme açısının bu değerleri, sınır denge durumu için gerekli olan değerlerdir.

Sınır denge sürtünme açıları "gerekli sürtünme açıları" olarak adlandırılırken, blok yüzeylerinin gerçek sürtünme açıları da "mevcut sürtünme açıları" olarak adlandırılır. Devrilmenin emniyet katsayısı, kaya katmanlarını temsil ettiği düşünülen sürtünme açısının tanjantını ($\tan\phi_{mevcut}$) denge için gerekli sürtünme açısına ($\tan\phi_{gerekli}$) bölmek suretiyle tanımlanabilir:

$$F_s = \tan\phi_{mevcut} / \tan\phi_{gerekli} \qquad (9.30)$$

Devrilen bir şevin gerçek emniyet katsayısı devrilen blokların geometrisinin ayrıntılarına bağlıdır. Şekil 9.7'de, küçük miktarda devrilme gösteren bir kolon durumunda bloklar arasında yüz-yüze temaslar olduğu ve daha fazla dönmeyi önlemek için gerekli sürtünmenin arttığı görülmektedir. Bu nedenle, tam sınır durumunda olan bir şev meta-stabildir. Ancak; $2(\psi_b - \psi_p)$'ye eşit dönme, kolonların kenarlarındaki yüz-yüze temasları sürekli yüzey temaslarına dönüştürür ve daha fazla dönmeyi önlemek için gerekli sürtünme, belki de başlangıç dengesi için gerekli değerin altına olacak şekilde, ani bir düşüş gösterir. Bu nedenle, emniyet katsayısı seçimi, bir miktar deformasyona izin verilip verilemeyeceğine bağlıdır.

Kayada devrilen kolonların devamlı yüz-yüze temasının iyileştirilmesi, büyük ölçekli devrilme yenilmelerinde muhtemelen önemli bir engelleme mekanizmasıdır. Arazideki pek çok durum için, büyük yüzey yerdeğiştirmeleri ve çekme çatlağı oluşumu gözlenebilmesine rağmen, serbest yüzeyden düşen kaya hacimleri küçüktür.

9.4.6 Devrilmenin Sınır Denge Analizine Örnek

Aşağıda verilen örnek, Şekil 9.10(a)'da verilen devrilme yenilmesi için emniyet katsayısını ve gerekli ankraj kuvvetini hesaplamada Goodman ve Bray sınır denge analizinin uygulamasıdır.

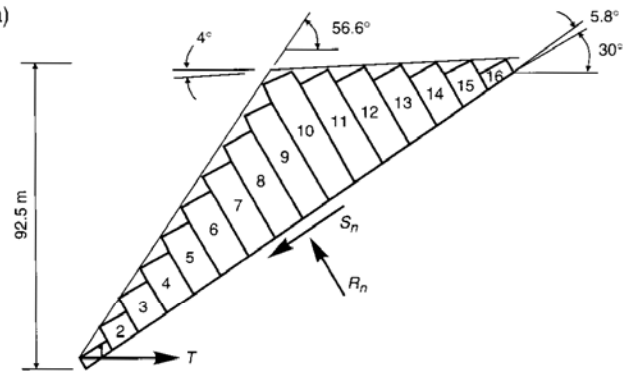
60° açı ile şev içine eğimli (ψ_d) katmanlar içeren kaya kütlesinde 92,5 m yüksekliğinde (H) ve 56,6° açıyla (ψ_f) bir şev oluşturulacaktır. Her bloğun genişliği 10 m'dir (Δx). Yarma tepesindeki üst yüzeyin eğim açısı 4° (ψ_s) ve blokların tabanı her blokta 1 m basamak yapmaktadır [1/10 = 5,7° ve ψ_b = (5,7 + ψ_p) = 35,7°]. Bu geometriye dayalı olarak, şevin topuğu ile tepesi arasında 16 blok oluşmaktadır [(9.7) eşitliği]; 10 No'lu blok şev tepesindedir. (9.10)-(9.12) eşitlikleri ile bulunan sabitler; a_1 = 5,0 m, a_2 = 5,2 m ve b = 1,0 m'dir. Bu sabitler, Şekil 9.10(b)'deki tabloda görüldüğü gibi, her bloğun yüksekliğini (y_n) ve yükseklik/genişlik oranını ($y_n / \Delta x$) hesaplamada kullanılırlar.

Blokların yüzeylerinde ve tabanlarındaki sürtünme açıları eşit olup, değeri de 38,15°'dir (ϕ_{mecvut}). Kayanın birim ağırlığı 25 kN/m³'tür. Şevin kuru olduğu ve dışardan etkiyen herhangi bir kuvvetin bulunmadığı varsayılmıştır.

Duraylılık analizine şev tepesinden itibaren her bloğun devrilme/kayma biçimini inceleyerek başlanır. Blokların tabanındaki sürtünme açısı 38,15° ve tabanın eğimi de 30° olduğundan, üst bloklar kaymaya karşı duraylıdır. Daha sonra devrilme biçimini değerlendirmede (9.2) eşitliği kullanılır. $\cot\psi_p$ = 1,73 olduğundan; 16, 15 ve 14 numaralı bloklar duraylıdır. Çünkü, bunların her biri için $y_n / \Delta x$ oranı 1,73'den küçüktür. Yani, bu üç bloğun boyu kısa ve ağırlık merkezleri de taban içindedir.

13 numaralı blok için $y_n / \Delta x$ oranı 2,2'dir. Bu değer 1,73'den büyük olduğundan blok devrilir. Bu nedenle, P_{13} sıfırdır ve P_{12}'nin değeri sırayla (9.23) ve (9.25) eşitlikleri ile verilen $P_{12,t}$ ve $P_{12,s}$ arasında büyük olanıdır. Bu hesaplama prosedürü şev aşağı doğru yönde her bloğun duraylılığını incelemede kullanılır. Şekil 9.10(b)'deki kuvvetler tablosunda görüldüğü gibi, n = 3 olana kadar iki kuvvetten büyüğü $P_{n-1,t}$'dir; daha sonra ise $P_{n-1,s}$ büyüktür. Bu nedenle, 4 ve 13 numaralı bloklar potansiyel devrilme zonunu oluştururken, 1 ve 3 numaralı bloklar kayma zonunu oluştururlar.

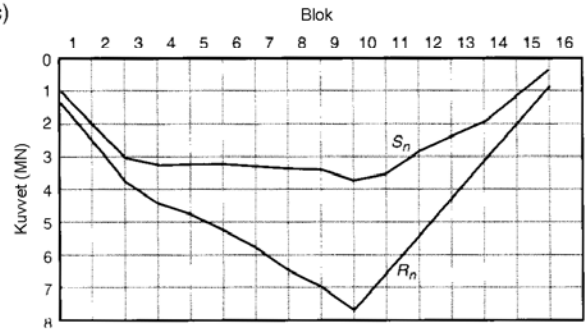
(a)



(b)

n	y_n	$y_n/\Delta x$	M_n	L_n	$P_{n\cdot t}$	$P_{n\cdot s}$	P_n	R_n	S_n	S_n/R_n	Mode
16	4.0	0.4			0	0	0	866	500	0.577	
15	10.0	1.0			0	0	0	2165	1250	0.577	DURAYLI
14	16.0	1.6			0	0	0	3463	2000	0.577	
13	22.0	2.2	17	22	0	0	0	4533.4	2457.5	0.542	
12	28.0	2.8	23	28	292.5	−2588.7	292.5	5643.3	2966.8	0.526	
11	34.0	3.4	29	34	825.7	−3003.2	825.7	6787.6	3520.0	0.519	D
10	40.0	4.0	35	35	1556.0	−3175.0	1556.0	7662.1	3729.3	0.487	E
9	36.0	3.6	36	31	2826.7	−3150.8	2826.7	6933.8	3404.6	0.491	V
8	32.0	3.2	32	27	3922.1	−1409.4	3922.1	6399.8	3327.3	0.520	R
7	28.0	2.8	28	23	4594.8	156.8	4594.8	5872.0	3257.8	0.555	İ
6	24.0	2.4	24	19	4837.0	1300.1	4837.0	5352.9	3199.5	0.598	L
5	20.0	2.0	20	15	4637.5	2013.0	4637.5	4848.1	3159.4	0.652	M
4	16.0	1.6	16	11	3978.1	2284.1	3978.1	4369.4	3152.5	0.722	E
3	12.0	1.2	12	7	2825.6	2095.4	2825.6	3707.3	2912.1	0.7855	
2	8.0	0.8	8	3	1103.1	1413.5	1413.5	2471.4	1941.3	0.7855	KAYMA
1	4.0	0.4	4	–	−1485.1	472.2	472.2	1237.1	971.8	0.7855	

(c)



Şekil 9.10 Bir devrilme şevinin sınır denge analizi: (a) Şev geometrisi; (b) blok boyutlarını, hesaplanan kuvvetleri ve duraylılık biçimini gösteren liste; (c) blokların tabanında normal kuvvetlerin (*R*) ve kesme kuvvetlerinin (*S*) dağılımı (Goodman ve Bray, 1976).

Bu şevin emniyet katsayısı, taban blokları sınır durumunda duraylı olana kadar sürtünme açılarının arttırılmasıyla bulunur. Sınır denge koşulları için gerekli sürtünme açısının 39^0 olduğu bulunur; buna göre, (9.30) eşitliği ile verilen emniyet katsayısı 0,97'dir (tan38,15/tan39). Analiz ayrıca 1 numaralı blokta yatay olarak yerleştirilen ankrajda sınır denge durumu için gerekli gerdirmenin, şevin 1 m'lik uzunluğu başına 500 kN olduğunu göstermiştir. Bu değer, (5 numaralı blokta) *P*'nin maksimum değeri olan 4837 kN/m ile uyumludur.

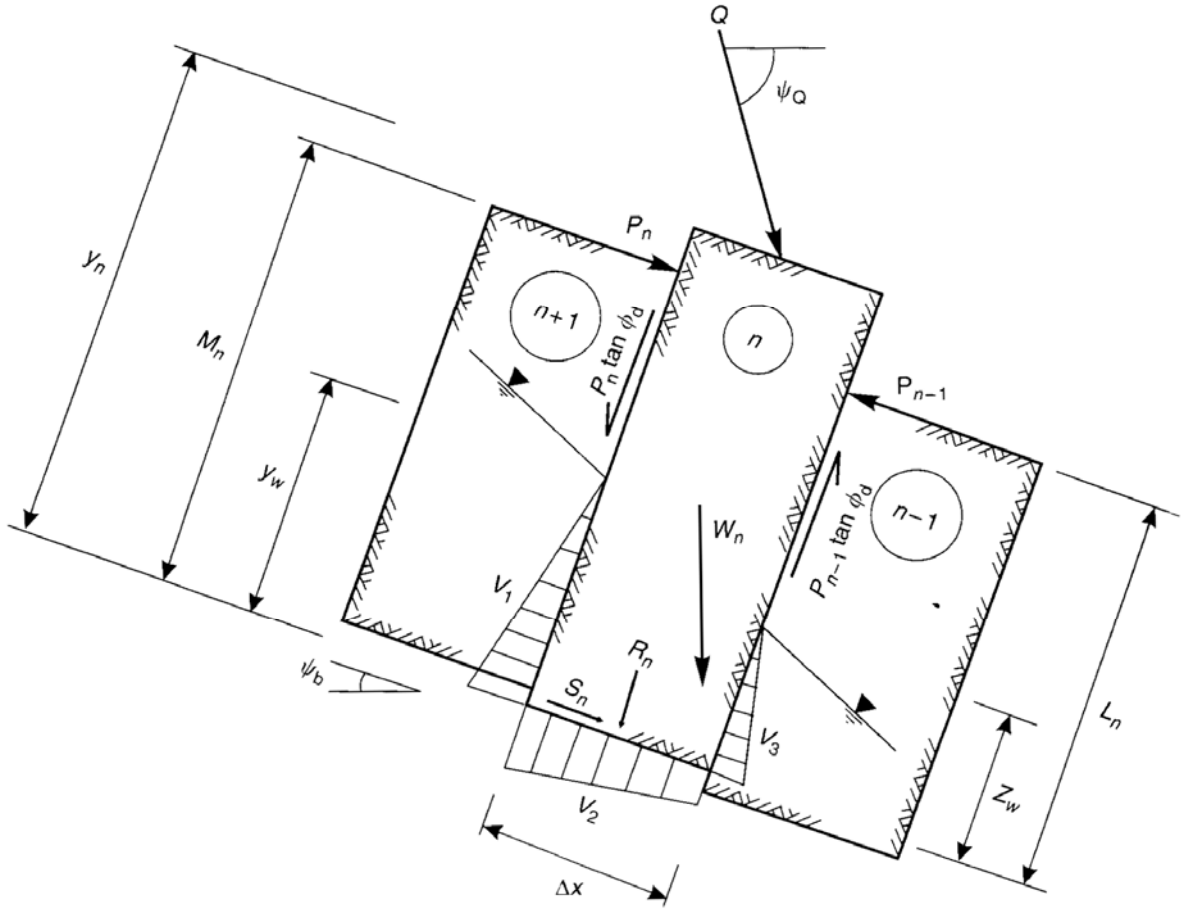
tanϕ'nin 0,650'ye düşürülmesi durumunda, topuk bölgesindeki 1 ve 4 numaralı bloklar kayarken, 5'den 13'e kadar olan bloklar da devrilir. Dengeyi sağlamak için 1 numaralı blokta yatay olarak yerleştirilen

ankrajda gerdirme kuvveti, şevin 1 m uzunluğu başına 2013 kN/m olur. Çok yüksek olmayan bu değer, "anahtar" bloğun desteklenmesinin duraylılık derecesini arttırmada oldukça etkin olduğunu ortaya koymaktadır. Bunun aksine, yenilme koşullarına yakın devrilen bir şevde anahtar bloğun kaldırılması ya da zayıflaması, telafisi zor sonuçlara neden olabilir.

P kuvvetlerinin devrilme bölgesindeki dağılımı tanımlandığı zaman, blokların tabanındaki R_n ve S_n kuvvetleri (9.21) ve (9.22) denklemleri kullanılarak hesaplanabilir. [$Q_{n-1} = P_{n-1} \tan\phi_s$] varsayımı ile, R_n ve S_n kuvvetleri kayma bölgesi için de hesaplanabilir. Şekil 9.10(c)'de bu kuvvetlerin tüm şevdeki dağılımı verilmiştir. $R_n > 0$ ve $|S_n| > R_n \tan\phi_p$ ile tanımlanan koşullar her yerde sağlanmaktadır.

9.4.7 Devrilme Yüzeylerine Dış Kuvvetlerin Uygulanması

Şev üzerinde dış kuvvetlerin etkidiği ve bunların duraylılık üzerine etkilerinin incelenmesinin gerekli olduğu durumlar olabilir. Blokların kenarlarında ve tabanında etkiyen su kuvvetleri, her blok üzerine etkiyen ve yatay olarak benzeştirilen deprem yer hareketi (bkz. Altbölüm 6.5.4) ve belirli bir blok(lar) üzerine uygulanan köprü ayaklarından gelen nokta yükler dış kuvvetlere örnekler olarak sıralanabilir. Altbölüm 9.4.6'da çözüme dahil edilen diğer bir dış kuvvet, devrilen kütle altındaki sağlam kayaya bağlanan ve sonra şev yüzüne karşı gerdirilen kaya ankrajlarıdır.



Şekil 9.11 Dış kuvvetler de içeren devrilme bloğu.

Sınır denge analizinin bir özelliği; büyüklüğü, yönü ve uygulanma noktası bilinmek kaydıyla, analize istenildiği kadar kuvvet eklenebilmesidir. Şekil 9.11'de, eğimli bir su tablasının da bulunduğu, devrilen bir şevin bir kısmı görülmektedir. *n*'inci blok üzerine etkiyen kuvvetler; yatayın altında ψ_Q açısı yapan Q kuvvetini ve V_1, V_2, V_3 şeklinde üç su kuvveti ile, üstteki ve alttaki blokların neden olduğu P_n ile P_{n-1} kuvvetini kapsar. Bu kuvvetlerin hepsini blokların tabanına göre paralel ve normal bileşenlere ayırmak suretiyle, (9.23) ve (9.25) eşitlikleri aşağıdaki gibi değiştirilebilir. Dönme dengesi göz önüne alındığında, *n* bloğunun devrilmesini önlemeye yeterli P_{n-1} kuvvetinin değeri aşağıdaki gibi olur:

$$\begin{aligned} P_{n-1,t} = \{ & P_n (M_n - \Delta x \tan\phi_d) \\ & + W_n / 2 (y_n \sin\psi_p - \Delta x \cos\psi_p) \\ & + V_1 y_w / 3 + \gamma_w \Delta x^2 / 6 \\ & \text{x } \cos\psi_p (z_w + 2y_w) - V_3 z_w / 3 \\ & + Q [-\sin(\psi_Q - \psi_p)\Delta x / 2 \\ & + \cos(\psi_Q - \psi_p) y_n]\} \; L_n^{-1} \end{aligned} \qquad (9.31)$$

Blokların sınır denge durumunda olduğu varsayılarak, *n* bloğunun kaymasını engellemeye yeterli kuvvet aşağıdaki gibi bulunur:

$$\begin{aligned} P_{n-1,s} = P_n + \{ & -W (\cos\psi_p \tan\phi_p - \sin\psi_p) \\ & + V_1 - V_2 \tan\phi_p - V_3 \\ & + Q [-\sin(\psi_Q - \psi_p)\tan\phi_p \\ & + \cos(\psi_Q - \psi_p)]\} \\ & \text{x } (1 - \tan\phi_p \tan\phi_d)^{-1} \end{aligned} \qquad (9.32)$$

Burada:

$$V_1 = 0{,}5\, \gamma_w \cos\psi_p\, y_w^2$$

$$V_2 = 0{,}5\, \gamma_w \cos\psi_p\, (y_w + z_w)\, \Delta x$$

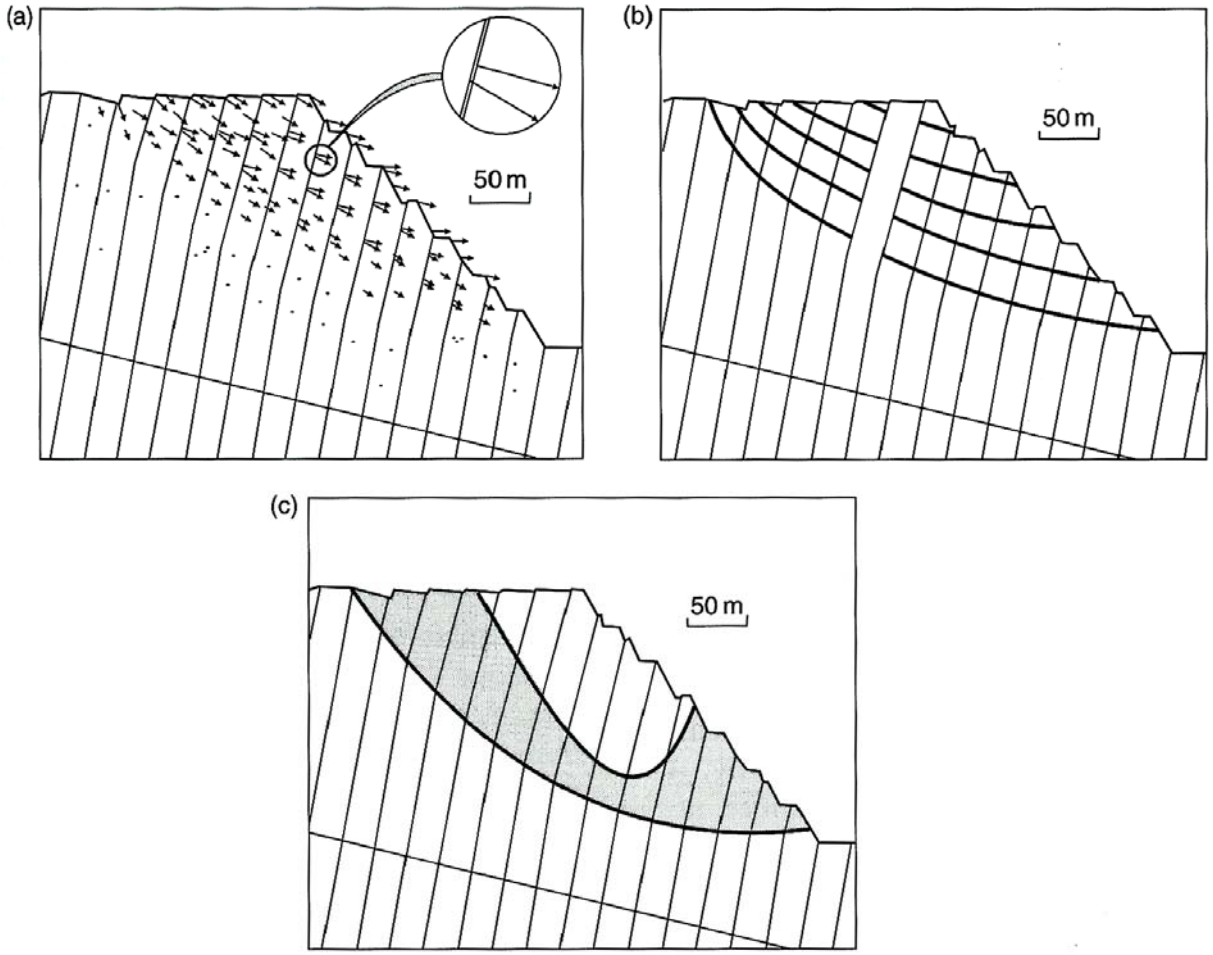
$$V_3 = 0{,}5\, \gamma_w \cos\psi_p\, z_w^2 \qquad (9.33)$$

Sınır denge duraylılık analizine buradan itibaren $P_{n-1,t}$ ve $P_{n-1,s}$ denklemlerinin değişkenmiş şekillerini kullanarak daha önce olduğu gibi devam edilir.

9.5 Fleksürel Devrilmenin Duraylılık Analizi

Şekil 9.3(b)'de kaya bloklarının büküldüğü ve yüz-yüze temasın korunduğu tipik bir devrilme yenilmesi görülmektedir. Fleksürel devrilme mekanizması Altbölüm 9.4'de tanımlanan blok devrilme mekanizmasından farklıdır. Bu nedenle, devrilen şevlerin tasarımı için sınır denge duraylılık analizinde kullanılması uygun değildir. Fleksürel devrilmenin duraylılığını incelemede kullanılan teknikler; temel sürtünme modelleri (Goodman, 1976), merkezkaç modelleri (Adhikary vd., 1997) ve sayısal modellemeyi (Pritchard ve Savigny, 1990, 1991) kapsar. Bu modellerin hepsi; katman-arası makaslama, şev tepesinde geriye bakan sarplıklar, genişliği derinlikle azalan çekme çatlakları ve devrilmenin tabanında sınırlayıcı eğim açısı (ψ_b) de dahil olmak üzere, bu yenilme mekanizmasının ortak özelliklerini gösterirler. Altbölüm 9.4.1'de açıklandığı gibi, eğim açısı (ψ_b) düzlemin açısından (ψ_p; blokların eğimine dik) yaklaşık 10-30 derece kadar yüksektir.

Adhikary vd.'nin yaptığı merkezkaç modellemesi; duraylılığı şev açısı, blokların şev içine doğru açısı ve blokların yükseklik/genişlik oranı ile ilişkilendiren bir dizi tasarım diyagramının geliştirilmesinde kullanılmıştır. Diğer bir girdi parametresi de kayanın çekme dayanımıdır; çünkü, eğilmeden dolayı blokların üst yüzeyinde çekme çatlağı gelişmektedir. Tasarım diyagramları (sözgelimi) belirli jeolojik koşullar ve şev yüksekliği için izin verilebilir şev açısı hakkında bilgiler verir.



Şekil 9.12 Devrilme yenilmesine maruz kalan ocak şevi için UDEC modeli: (a) Karelaj şeklinde hız vektörlerini de gösteren saf fleksürel devrilme deformasyonu; (b) devrilen şevler için yatay yerdeğiştirme konturları; (c) fleksürden dolayı yenilen düğümlerin alanı.

Alternatif olarak, blok hareketinin bilgisayarda benzetişimleri, geniş bir aralıktaki geometrik özellikler ile malzeme özelliklerini incelemede kullanılan diğer bir tekniktir. Bu benzeştirimler için en uygun programlardan biri, Minnesota'daki Itasca Cosulting Group'un (Itasca, 2000) geliştirdiği UDEC'tir (*U*niversal *D*istinct *E*lement *C*ode). Şekil 9.12'de bir açık maden ocağı şevine ait analiz sonuçları verilmiştir (Pritchard ve Savigny, 1990). Devrilen şevleri incelemede kullanılan UDEC analizinin önemli özellikleri aşağıda verilmiştir:

- her biri farklı kesme dayanımı içeren çok sayıda malzeme özelliğini hesaba katar.
- Şev içine yüksek eğimle dalan süreksizliklerin oluşturduğu kaya blokları gibi ayrık cisimler arasındaki temasların veya ara yüzeylerin varlığını dikkate alır.
- Kaya kolonlarını ayıran süreksizliklere sonlu normal rijitlik değerleri vermek suretiyle, temaslardaki hareketi hesaplar. Bir süreksizliğin normal rijitliği; normal gerilme uygulanmasıyla oluşan ve kesme kutusu deneyinden ölçülebilen normal kapanış olarak tanımlanır (bkz. Şekil 4.17).
- Eğilme ve çekme yenilmesine maruz kalan, şekil değiştirebilir bloklar varsayımında bulunur.

- Tamamen ayrılma da dahil olmak üzere, devrilen blokların sonlu yerdeğiştirmelerine ve dönmelerine izin verir ve hesaplama devam ederken oluşan yeni temasları otomatik olarak tanır.
- Hareket denklemini doğrudan çözmek için açık bir "zaman"-adım şeması uygular. Bu teknik sayesinde ilerlemeli (progresif) yenilmenin veya, bir şev topuğundaki kazıda olduğu gibi, devrilen bir dizi bloğun sergilediği krip miktarının modellemesi yapılabilir. Analizde kullanılan zaman adımının gerçek zaman olmadığına; hareketin progresif benzeştirimi olduğuna dikkat ediniz.
- Blok hareketleri üzerinde en etkili olan mekanizmayı belirlemek için, kullanıcıya kaya ankrajların veya dren deliklerinin yerleştirilmesi gibi değişik iyileştirme önlemlerini inceleme fırsatı verir.

UDEC'te kullanılan çok sayıda parametreden ve programın analiz yeteneğinden dolayı, en güvenilir sonuçlar; modelin, tasarım şevindeki koşullara benzer jeolojik koşullarda mevcut olan devrilme yenilmesine göre kalibre edilebilmesi halinde elde edilir. Bu konuda ideal durum, ocağın giderek derinleştiği ve hareketin gözlendiği devrilmenin UDEC ile benzeştirilebildiği madencilik faaliyetleridir. Bu teknik, yeni verilerle modelin sürekli olarak güncelleştirilmesine izin verir. Bölüm 10'da şevlerin sayısal modellemesi daha ayrıntılı olarak ele alınmıştır.

Kinematik duraylılık analiz testlerinin uygulaması ve fleksürel devrilme yenilmesi için güçlendirme tasarımı Davies ve Smith (1993) tarafından tanımlanmıştır. Devrilme, tabakalanmanın çok sık ve eğimin de 90-70° ile şev içine doğru olduğu silttaşlarında meydana gelmiştir. Bir köprü abatmanı için yapılan kazıda şev boyunca bir dizi çekme çatlağı meydana gelmiş olup, şevin iyileştirilmesi için gerdirilmiş ankraj kullanımı ile şev açısının azaltılması gerekmektedir.

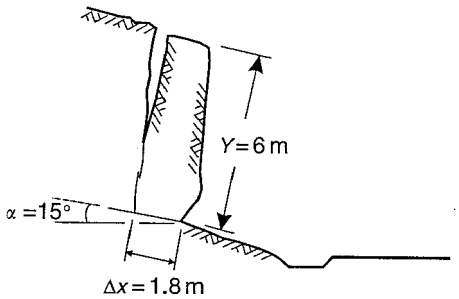
9.6 Örnek Problem 9.1: Devrilme Yenilmesi Analizi

Verilen

6 m yüksekliğinde ve 75° açıyla çıkıntılı bir yüzeyi göz önüne alınız. Şev topuğunda bozuşmaya ve alt oyulmasına neden olan ve şev yüzeyini kesen 15° eğimli bir fay bulunmaktadır. Şev tepesinden 1,8 m geride bulunan, üst kısımda geniş olan ve alta doğru daralan bir çekme çatlağı yüzeyin marjinal olarak duraylı olduğuna işaret etmektedir (Şekil 9.13). Fayın sürtünme açısı (ϕ) 20° ve kohezyonu (c) 25 kPa'dır. Şev kurudur.

İstenen

(a) Kayanın birim ağırlığının 23,5 kN/m^3 olması durumunda bloğun kaymaya karşı emniyet katsayısını hesaplayınız.
(b) Δx / y > tanψ_P ilişkisine göre, devrilme açısından blok duraylı mıdır?



Şekil 9.13 Örnek Problem 9.1'e konu olan devrilme bloğu.

(c) Devrilme oluşmadan önce fayda daha ne kadar alt oyulması olmalıdır?
(d) Bu şev için uygun iyileştirme yöntemleri nelerdir?

Çözüm

(a) Kaymaya karşı emniyet katsayısı Bölüm 6'da açıklanan yöntemlerle belirlenir. Kuru şev için çözüm denklemi aşağıdaki gibidir:

$$F_s = \frac{cA + W\cos\psi_p \cdot \tan\phi_p}{W\sin\psi_p}$$

= [(25 x 1,8) + (254 x cos15

x tan20)] / (254 x sin15)

≈ 2,0

Burada,

A = bloğun taban alanı

= 1,8 m²/m

W = metre uzunluk başına bloğun ağırlığı

= 23,5 x 1,8 x 6

= 254 kN/m

(b) Şekil 9.13'de verilen boyutlardan, duraylılık koşullarını test etmek için aşağıdaki değerler elde edilir:

$\Delta x / y = 0{,}3$

tan15 = 0,27

0,3 > 0,27 olduğundan, blok devrilmeye karşı duraylıdır.

(c) Bozuşmanın blok taban genişliğinde 0,2 m daha azalmaya neden olması durumunda devrilme olasılığı vardır. Çünkü, $\Delta x / y = (1{,}8 - 0{,}2) / 6 \approx 0{,}27$'dir.

(d) Bu şevde kullanılabilecek iyileştirme önlemleri aşağıda verilmiştir:

- Çekme çatlağında ve topuktaki fayda su basıncı birikimini engellemek için yeraltı suyu süzülmesinin önlenmesi.
- Daha ileri bozuşmayı önlemek için faya donatılı püskürtme beton uygulanması.
- Bloğun duraylılığını bozmadan yapılabildiği takdirde, şev açısını ve y boyutunu küçültmek için traşlama patlatması.

Bölüm 10

Sayısal Analiz

Dr. Loren Lorig ve Pedro Varona[1]

10.1 Giriş

Önceki dört bölümde belirli kayma düzlemleri ile sınırlanmış kayanın şev duraylılık analizi için sınır denge yöntemleri ele alınmıştı. Bunlardan faklı olarak, bu bölümde emniyet katsayısını kayma düzlemlerini önceden belirlemeksizin hesaplayan sayısal analiz yöntemleri üzerinde durulmuştur. Bu yöntemler sınır denge yöntemlerine göre daha yeni gelişmeler olup, ilginin direnen ve kaydıran kuvvetlerin göreceli büyüklüğünden ziyade şev yerdeğiştirmeleri üzerine yoğunlaştığı açık ocak madenciliği ve heyelan çalışmalarında günümüz (2003) itibariyle baskın olarak sayısal analiz yöntemleri kullanılmaktadır.

Sayısal modeller; yerinde gerilmeler ve su seviyeleri gibi bir dizi başlangıç koşuluna maruz kalan kaya kütlesinin mekanik tepkisini, sınır koşullarını ve şev kazısı gibi sonradan oluşan değişiklikleri değerlendirme amaçlı bilgisayar programlarıdır. Bir sayısal model benzeştiricinin verdiği sonuç ya denge ya da göçme şeklindedir. Sonucun denge olması halinde, kaya kütlesinde herhangi bir noktadaki bileşke gerilmeler ve yerdeğiştirmeler, ölçülmüş değerlerle karşılaştırılabilirler. Sonucun göçme olması durumunda ise, yenilmenin kestirilen biçimi ortaya konur.

Sayısal modelde bir kaya kütlesi zonlara bölünür. Her bir zona bir malzeme modeli ve özellikleri tayin edilir. Malzeme modelleri, malzemenin nasıl davrandığını tanımlayan gerilme-birim deformasyon ilişkileridir. En basit model, malzemenin elastik özelliklerini (Young modülü ve Poisson oranı) kullanan doğrusal elastik modeldir. Elastik-plastik modeller, bir zonun maruz kalabileceği kesme gerilmesini sınırlamak için dayanım parametrelerini kullanırlar.[2]

Zonlar birbirine bağlanabilir (sürekli ortam modeli) veya süreksizliklerle ayrılmış olabilirler (süreksiz ortam modeli). Süreksiz ortam modelleri, model içinde doğrudan belirlenen yüzeylerde kaymaya veya ayrılmaya olanak verirler.

Sayısal modeller karakter itibariyle genel amaçlıdırlar. Başka bir deyişle, çok geniş bir aralıktaki problemleri çözebilirler. Çoğu zaman genel amaçlı bir yöntemin bulunması arzu edilmekle birlikte, her problemin bireysel olarak teşkil edilmesi gerekir. Jeoteknik birimlerin ve/veya şev geometrisinin sınırlarına uyacak şekilde, zonlar kullanıcı tarafından ayarlanmalıdır. Bu nedenle, sayısal modellerin kurulması ve çalıştırılması için, sınır denge gibi özel amaçlı yöntemlere kıyasla daha çok zaman gereklidir.

Sayısal modellerin şev duraylılık çalışmalarında kullanılmasının birkaç nedeni vardır:

- Sayısal modellerde, yenilme biçiminin doğrudan belirlendiği ampirik modellere kıyasla, dayalı oldukları veri tabanının dışında güvenli bir şekilde ekstrapolasyon yapılabilir.
- Sayısal analizler, faylar ve yeraltı suyu gibi anahtar jeolojik özellikleri hesaba katabilir; gerçek şevlerin davranışı

[1] Itasca Consulting Group, Inc., Minneapolis, Minnesota 55401 USA.

[2] Sayısal analizdeki "elemanlar" ve "zonlar" terimleri birbirinin yerine kullanılabilmektedir. Bununla birlikte, eleman terimi aha çok sonlu elemanlar yönteminde kullanılmakta; zon terimi ise sonlu farklar analizinde kullanılmaktadır.

- hakkında analitik modellere kıyasla daha gerçekçi yaklaşımlar sağlar. Bir karşılaştırma olması açısından; analitik, fiziksel veya sınır denge gibi sayısal olmayan yöntemler bazı sahalar için uygun olmayabilirler; ya da, muhtemelen aşırı tutucu çözümlere götürecek şekilde, koşulları aşırı derecede basitleştirme eğilimindedirler.
- Sayısal analiz, gözlenen fiziksel davranışı açıklamaya yardımcı olabilir.
- Sayısal analiz; jeolojik modelleri, yenilme biçimlerini ve tasarım seçeneklerini çoklu olasılıklar içinde değerlendirebilir.

Şevlerin emniyet katsayısını belirleme konusunda yazılmış sınır denge programları mevcuttur. Hızlı çalışan bu programlarda, dairesel yenilme için dilim yöntemi durumunda, dilim-arası sürtünme kuvvetlerinin yeri ve açısı da dahil olmak üzere çok sayıda varsayımın yapıldığı uygun bir çözüm şeması kullanılır (bkz. Altbölüm 8.2). Birkaç değişik kayma yüzeyi varsayılır ve en düşük emniyet katsayısını veren düzlem seçilir. Denge sadece idealleştirilmiş bir dizi yüzeyde Sayısal modellerde eşlenik gerilme/yerdeğiştirme, denge ve öğe denklemlerinin "tam" bir çözümü yapılır. Bir dizi özellik verildiği zaman, sistemin duraylı veya duraysız olduğu bulunur. Değişik özelliklerle bir dizi benzeştirim yapmak suretiyle, irdelenen duraylılık durumuna karşılık gelen emniyet katsayısı bulunabilir.

Sayısal analiz çok daha yavaş olmakla birlikte çok daha geneldir. Hızlı bilgisayarların 1990'larda ortaya çıkmasıyla sınır denge yöntemine pratik bir alternatif olmuştur. Buna rağmen, sınır denge çözümleri sadece birkaç saniyelik işlem süresi gerektirirken, büyük ve karmaşık problemlerin sayısal çözümü, özellikle bir süreksiz ortam davranış söz konusu olduğunda bir saat veya daha fazla uzun bir zaman alabilir. Bu bölümün üçüncü altbölümünde kaya şevlerdeki en yaygın süreksiz ortam yenilme biçimleri için tipik emniyet katsayısı analizleri verilmiştir.

Şevlerin emniyet katsayısı çoğu zaman gerçek kesme dayanımının yenilmeyi önlemek için gerekli minimum kesme dayanımına oranı olarak belirlenir. Emniyet katsayısını bir sonlu elemanlar veya sonlu farklar programıyla hesaplamanın mantıklı bir yolu, göçme olana kadar kesme dayanımını azaltma şeklindedir. Emniyet katsayısı, kayanın gerçek dayanımının yenilme durumundaki azaltılmış kesme dayanımına oranıdır. Bu dayanım azaltma tekniği, çoklu malzemeden oluşan bir şevin emniyet katsayısını hesaplamada Zienkiewicz vd. (1975) tarafından sonlu elemanlar yönteminde kullanılmıştır.

Kesme dayanımını azaltma tekniği ile şev duraylılığı analizi yapmak için, değeri giderek arttırılan deneme emniyet katsayısı (f) ile bir dizi benzeştirim yapılır. Her bir denemedeki gerçek kesme dayanımı özellikleri, kohezyon (c) ve sürtünme açısının (ϕ) azaltılması aşağıdaki denklemlere göre yapılır:

$$c_{\text{deneme}} = (1 / f)\, c \qquad (10.1)$$

$$\phi_{\text{deneme}} = \arctan (1 / f) \tan\phi \qquad (10.2)$$

Çoklu malzemelerin ve/veya eklemlerin bulunması durumunda azaltma işlemi tüm malzemeler için aynı anda yapılır. Deneme emniyet katsayısı şev yenilene kadar kademeli olarak arttırılır. Yenilme durumunda emniyet katsayısı deneme emniyet katsayısına eşit (yani, $f = F_s$) olur. Dawson vd. (1999) sürtünme açsının hacimsel genişleme açısına eşit olduğu bir eşlenik akış kuralı kullanıldığı zaman, emniyet katsayısı için kesme dayanımı azaltma faktörlerinin sınır denge analiz çözümlerinden genellikle yüzde birkaç seviyesinde bir farklılık gösterdiğini ortaya koymuşlardır.

Kesme dayanımı azaltma tekniğinin sınır denge şev duraylılık analizine göre iki önemli avantajı vardır. Birincisi, kritik kayma yüzeyinin otomatik olarak bulunması ve kayma yüzeyinin şeklinin (dairesel, log spiral, parçalı doğrusal) belirlenmesine gerek olmamasıdır. Genelde, şevlerin yenilme yüzeyi geometrisi basit dairesel veya parçalı yüzeylerden daha karmaşıktır. İkincisi, sayısal yöntemler düz

kayma ve dönme denklemlerini otomatik olarak sağlarken, sınır denge yöntemleri dengeyi sağlarlar. Buna göre, kesme dayanımı azaltma tekniği genellikle sınır denge yöntemlerindekine eşit veya biraz daha düşük bir emniyet katsayısı verirler. Itasca Consulting Group (2002) değişik şev duraylılık durumları için dört sınır denge yöntemini bir sayısal yöntem ile karşılaştırmıştır.

Sayısal çözüm ile sınır denge yöntemi arasındaki farkların bir özeti Tablo 10.1'de verilmiştir.

Tablo 10.1 Sayısal ve sınır denge analiz yöntemleri arasında karşılaştırma.

Analiz sonucu	*Sayısal çözüm*	*Sınır denge*
Denge	Her yerde sağlanır	Kaymalar gibi sadece spesifik nesneler için sağlanır
Gerilmeler	Alan denklemlerini kullanarak her yerde hesaplanır	Belirli yüzeyler üzerinde sadece yaklaşık olarak hesaplanır
Deformasyon	Çözümün bir kısmı	Göz önüne alınmaz
Yenilme	Sünme koşulu her yerde sağlanır; koşulların dikte ettiği şekilde kayma yüzeyleri "otomatik" olarak gelişir	Sadece önceden belirlenen belirli yüzeyler üzerinde yenilmeye izin verilir; başka yerde sünme koşulunun kontrolü yapılmaz
Kinematik	Kinematik kısıtlamaları sağlayacak şekilde gelişen "mekanizmalar"	Özel jeolojik koşullara göre tek bir kinematik koşul belirlenir

10.2 Sayısal Modeller

Kaya şevlerin hepsinde süreksizlik bulunur. Bu süreksizliklerin sayısal modellerde temsili modelin çeşidine göre değişir. Süreksiz ortam modeli ve sürekli ortam modeli olmak üzere iki ana model çeşidi söz konusudur. Süreksiz ortam modellerindeki süreksizlikler doğrudan temsil edilirler. Başka bir anlatımla, süreksizliklerin yönelimi ve yeri bellidir. Sürekli ortam modellerindeki süreksizlikler, sürekli ortam davranışının temsil edilen gerçek eklemli kaya davranışına olabildiğince eşdeğer olması amacıyla, dolaylı olarak temsil edilirler.

Süreksiz ortam programları süreksiz ortamları modellemek üzere spesifik olarak tasarlanmış bir yöntem ile başlar ve süreksiz ortam davranışını özel bir durum olarak inceler. Süreksiz ortam programları genellikle Ayrık Elemanlar programları şeklinde adlandırılırlar. Bir Ayrık Eleman programı temas yüzeylerini bulma ve sınıflamada ve yüzlerce veya binlerce süreksizliği ele alabilen bir veri yapısı ve bellek paylaşım şemasını korumada tipik olarak etkin bir algoritmadan yararlanır. Süreksizlikler problem bölgesini rijit veya şekil değiştirebilir bloklara böler; şekil değiştirebilir bloklar içinde sürekli ortam davranışı varsayılır. Şev duraylılık çalışmalarında en çok kullanılan ayrık eleman programları UDEC (*U*niversal *D*istinct *E*lement *C*ode; Itasca Consulting Group, 2000) ve 3DEC (3-Dimensional *D*istinct *E*lement *C*ode; Itasca Consulting Group, 2003) programlarıdır. Süreksiz ortam programlarının başlıca önemi, eklem veya süreksizlik davranışının temsil edilmesidir. Eklem davranışını temsil etmede sıkça kullanılan ilişkiler bu altbölümde daha sonra ele alınacaktır.

Sürekli ortam programlarında malzemenin cismin tamamında devamlı olduğu kabul edilir. Süreksizlikler, sürekli ortam cisimleri arasına ara yüzeyler takdim etmek suretiyle özel durumlar olarak ele alınır. PHASE^2 (Rocscience, 2002c) ve önceki versiyonu olan PHASES (*P*lastic *H*ybrid *A*nalysis of *S*tress for *E*stimation of *S*upport) gibi sonlu elemanlar programları ve FLAC (Fast Lagrangian Analysis of Continua; Itasca Consulting Group, 2001) gibi sonlu farklar programları genel etkileşim geometrisinde (yani, çok sayıda kesişen ekleminde) kullanılamazlar. Bağlar tekrarlı bir şekilde kırıldığı zaman bu programların etkinliği önemli derecede azalmaktadır. Sürekli ortama dayalı tipik modellerde kesişmeyen süreksizlik

sayısı en çok 10 kadar olabilir. Sürekli ortam programlarının ve ayrık eleman programlarında şekil değiştirebilir blokların başlıca önemi, kaya kütlesi davranışının temsil edilmesidir. Kaya kütlesinin davranışını temsil etmede kullanılan sürekli ortam ilişkileri bu altbölümde daha sonra ele alınacaktır.

Sonlu elemanlar programları muhtemelen daha iyi bilinen programlar olmakla birlikte, sonlu farklar yöntemi diferansiyel denklem gruplarını çözmede kullanılan belki de en eski sayısal tekniktir. Sonlu elemanlar ve sonlu farklar yöntemlerinin ikisinde de, çözülmesi gerekli bir grup cebirsel denklem türetilir. Denklemleri türetmede kullanılan yöntemler farklı olmakla birlikte, sonuçta ortaya çıkan denklemler aynıdır. Sonlu farklar programlarında denklemleri çözmede genellikle "doğrudan" zaman adım şemaları kullanılırken, sonlu elemanlar yöntemlerinde denklem sistemleri genellikle matris şeklinde çözülür.

Bir problemde ilgi konusu genellikle statik çözüm olsa da, sonlu farklar programlarının biçimlendirilmesinde tipik olarak hareketin dinamik denklemleri ele alınır. Bunun nedenlerinden biri, fiziksel sistem duraysız olarak modellendiği zaman, sayısal şemanın duraylı olduğunun garanti altına alınmasıdır. Doğrusal olmayan malzemelerde fiziksel duraysızlık (mesela bir şevin yenilmesi) her zaman olasıdır. Gerçek hayatta birim deformasyon enerjisinin bir kısmı kinetik enerjiye dönüşür. Atalet terimleri işleme dahil edildiğinden, sonlu farklar programlarında bu süreç doğrudan modellenmektedir. Bunun aksine, atalet terimlerinin dahil edilmediği programlarda fiziksel duraysızlıkları ele almada bazı sayısal prosedürler kullanılmalıdır. Sayısal duraysızlığı önlemede prosedür başarılı bile olsa, takip edilen *yol* gerçekçi olmayabilir. Sonlu farklar programlarında hareket yasasının tam olarak dahil edilmesinin etkileri, kullanıcının neler olduğu hakkında fiziksel bir his sahibi olması şeklindedir. Doğrudan sonlu farklar programları "çözümü veren" kara kutular değildir. Sayısal sistemin davranışı yorum gerektirir.

FLAC ve UDEC jeomekanik analiz için özel olarak geliştirilmiş iki boyutlu sonlu farklar programlarıdır. Değişik yükleme ve su koşullarını benzeştirebilen bu programlarda kaya kütlesi sürekli ortam davranışını temsil etmek için önceden tanımlanmış malzeme modelleri söz konusudur. İleri derecede eğrisel ve duraysız problemleri ele almada bu iki programında kendine has yetenekleri vardır. Bu programların üç boyutlu eşdeğerleri FLAC3D (*F*ast *L*agrangian *A*nalysis of *C*ontinua in 3 *D*imensions; Itasca Consulting Group, 2002) ve 3DEC'tir (Itasca Consulting Group, 2003).

10.2.1 Eklem Malzeme Modelleri

Eklemleri temsil etmede en çok kullanılan malzeme modelleri doğrusal elastik mükemmel plastik modeldir. Sınır kesme dayanımı, bilinen Mohr-Coulomb sürtünme açısı ve kohezyon parametreleri ile tanımlanır (bkz. Altbölüm 4.2). Eklemler için de bir pik ve rezidüel kesme dayanımı ilişkisi belirlenebilir. Rezidüel dayanım, eklem pik dayanımda yenildikten sonra kullanılır. Eklemlerin elastik davranışı eklemin normal rijitliği ve kesme rijitliği ile belirlenir; bunlar doğrusal veya parçalı doğrusal olabilir.

10.2.2 Kaya Kütlesi Malzeme Modelleri

Sınırlı sayıdaki birkaç palye için süreksizliklerin modellenmesi mümkün olsa da, büyük bir şevdeki tüm süreksizliklerin modellenmesi imkansızdır. Bu nedenle, büyük şevlerdeki kaya kütlesinin çoğu; süreksizliklerin etkisinin, kırıksız kaya elastik özellikleri ve dayanımının kaya kütlesi elastik özellikleri ve dayanımına azaltıldığı eşdeğer bir süreksiz ortamla temsil edilmelidir. Kullanılan model süreksiz model olsun veya olmasın, bu yaklaşım geçerlidir. Bu bölümün giriş kısmında belirtildiği gibi, sayısal modeller kayayı zonlara bölerler. Her bir zon için bir malzeme modeli ve malzeme özellikleri tayin edilir. Malzeme modelleri, malzemenin davranışını tanımlayan gerilme-birim deformasyon ilişkileridir. En

basit model, malzemenin sadece elastik özellikleri kullanan doğrusal elastik modeldir (Young modülü ve Poisson oranı). Kaya kütlesi için en çok kullanılan malzeme modelleri, doğrusal elastik mükemmel plastik gerilme-birim deformasyon ilişkileridir. Bir zonun maruz kalabileceği kesme gerilmesini sınırlamada bu modeller tipik olarak Mohr-Coulomb dayanım parametrelerini kullanırlar. Çekme dayanımı, belirli bir değer ile sınırlanır ve çoğu analizde kaya kütlesi kohezyonunun %10'u olarak alınır. Bu modelde kaya kütlesi davranışı izotrop olarak ele alınır. Dayanım anizotropisi, kesme dayanımını Mohr-Coulomb kriterine göre belirli bir yönde sınırlayan sıradan bir eklem modeli yoluyla işleme dahil edilebilir. Bu yön çoğu zaman baskın eklem yönüne karşılık gelir.

Eklem yönelimi ve açıklığının etkilerini içeren daha kapsamlı bir eşdeğer sürekli ortam modeli, mikro-kutupsal (Cosserat) plastisite modelidir. Cosserat teorisi klasik ortamda varsayılan düz kaymaya ek olarak malzeme noktalarında yerel dönmeleri ve klasik gerilmelere (alan başına kuvvetlere) ek olarak da eşlenik gerilmeleri (birim alan başına momentleri) hesaba katmaktadır. FLAC'de uygulanan bu model Dawson ve Cundall (1996) tarafından verilen şev duraylılığı kapsamına tanımlanmıştır. Bu yaklaşımın avantajı, gerçekçi eklem açıklığını doğrudan göz önüne alma yeteneğinin korunduğu bir sürekli ortam modelinin kullanılmasıdır. Günümüz (2003) itibariyle model henüz bir ticarî programda kullanılmamıştır.

Kaya kütleleri için en yaygın yenime kriteri Hoek-Brown kriteridir (bkz. Altbölüm 4.5). Hoek-Brown kriteri, kırıksız kayada ve kaya kütlelerinde yenilmeye yol açan gerilme koşullarını karakterize eden ampirik bir ilişkidir. Sınır denge çözümlerini kullanan tasarım yaklaşımlarında başarıyla uygulanmaktadır. Ayrıca, spesifik çevre basınçları ya da çevre basınçları aralığı için Hoek-Brown yenilme kriterine teğet olan bir yenilme yüzeyini sağlayan eşdeğer Mohr-Coulomb kesme dayanımı parametrelerini bulmada sayısal modellerde dolaylı olarak kullanılmaktadır. Teğet Mohr-Coulomb parametreleri daha sonra geleneksel Mohr-Coulomb türü öğe model ilişkilerinde kullanılır ve analizler sırasında parametreler her zaman güncelleştirilmeyebilir. Prosedür elverişsiz ve zaman alıcı olup; buna göre, kapsamlı öğe modelleri gerektiren sayısal çözüm şemalarında Hoek-Brown yenilme kriterinin doğrudan kullanımına sık rastlanmamaktadır. Yerdeğiştirmeler ve gerilmeler için çözümler veren bu tür modeller, bazı yerlerde yenilme devam ettikten sonra da çözümler sağlayabilirler. Özellikle, yenilmede birim deformasyonun bileşenleri arasında bir ilişki kuran bir "akış kuralının" geliştirilmesi gerekir. Hoek-Brown kriterinden kapsamlı öğe model geliştirmede bazı girişimler olmuştur. Pan ve Hudson (1988), Carter vd. (1993) ve Shah (1992) bunlardan bazılarıdır. Bu girişimlerde akış kuralının yenilme kriteri ile bir sabit ilişkisi bulunduğu ve akış kuralının izotrop olduğu, Hoek-Brown kriterinin ise izotrop olmadığı varsayılmıştır. Cundal vd. (2003) akış kuralının sabit bir formunu kullanmayan fakat daha çok gerilme düzeyine ve muhtemelen hasarın belli bir düzeyine bağlı olan bir şema önermiştir.

Gerçek kaya kütlelerinin çoğu zaman progresif yenilme sergiledikleri gözlenir. Başka bir anlatımla, yenilme zaman içinde ilerler. Progresif yenilme, henüz iyi anlaşılamamış ve modellemesi de zor olan karmaşık bir süreçtir. Aşağıdaki mekanizmalardan birini veya daha fazlasını içerebilir:

- Birim deformasyonun ana yapılarda ve/veya kaya kütlesi içinde giderek birikmesi,
- Zamanla boşluk basıncındaki artışlar,
- Sabit yük altındaki malzemenin zamana bağlı davranışı olan krip.

Bu bileşenlerin her biri, daha sonra ele alınacak olan şev davranışı kapsamında ayrıntılı olarak açıklanmıştır.

Birim deformasyonun kaya kütlesi içindeki ana yapılarda giderek birikmesi genellikle kazıdan kaynaklanır ve "zaman" kazı işlem sırası ile ilişkilidir. Kazıdan ileri gelen progresif yenilme etkilerini incelerken, kaya

kütlesinin pik sonrası veya yenilme sonrası davranışına dair özelliklerin birim deformasyon yumuşama modeline dahil edilmesi veya benzer özelliklerin belirgin süreksizliklere uygulanması gerekir. Birim deformasyon yumuşamalı kaya kütlesi modelleriyle ilgili olarak, pratikte en az iki güçlük söz konusudur. Birincisi, pik sonrasında dayanımın azaldığı durumdaki birim deformasyonun hesaplanmasıdır. Gerekli parametrelerin hesaplanmasında kılavuz olabilecek herhangi bir ampirik yaklaşım bulunmamaktadır. Bunun anlamı, özelliklerin kalibrasyon yoluyla hesaplanması demektir. İkinci güçlük, tepkinin kesme lokalizasyonuna bağlı olduğu ve malzeme yumuşamasının kullanıldığı bir benzeştirimde sonuçların zon boyutlarına bağlı olmasıdır. Ancak, bu ağa bağımlılığın telafisi oldukça kolaydır. Bunu yapmak için, bir cismin sınırına uygulanan bir yerdeğiştirmeyi göz önüne alınız. Birim deformasyonun cisim içinde lokalize olması halinde, uygulanan yerdeğiştirmenin lokalize şeritte bir köprü olduğu görülür. Şeridin kalınlığı, ağın izin verdiği minimum değere (zon genişliklerinin sabit sayısına) eşit olana kadar azalır. Buna göre, şeritteki birim deformasyon aşağıdaki gibi ifade edilir:

$$\varepsilon = u / n\Delta z \tag{10.3}$$

Burada, n = sabit bir sayı, u = yerdeğiştirme atlaması ve Δz = zon genişliğidir.

Yumuşayan eğim doğrusal ise, Δp'nin değerindeki azalım birim deformasyon ile orantılıdır. Δp'nin değerinin yerdeğiştirme ile değişimi aşağıdaki gibi ifade edilir:

$$\frac{\Delta p}{\Delta u} = \frac{s}{n \cdot \Delta z} \tag{10.4}$$

Burada, s = yumuşayan eğimdir.

Ağdan bağımsız çözümler elde etmek için, ölçeklendirilmiş bir yumuşamış eğim (s) aşağıdaki gibi bir girdi olabilir:

$$s = s'\Delta z \tag{10.5}$$

Buradaki s' bir sabittir. Bu durumda $\Delta p/\Delta u$ oranı $\Delta z'$den bağımsızdır. Yumuşayan eğimin kritik birim deformasyon (ε^{s}_{kri}) ile tanımlanması halinde,

$$\varepsilon^{s}_{kri} \propto \frac{1}{\Delta z} \tag{10.6}$$

olur. Örnek olarak, zon boyutunun ikiye katlanması halinde, karşılaştırılabilir sonuçlar elde edilebilmesi için kritik birim deformasyonun yarısının alınması gerekir.

Süreksizlikler için birim deformasyon yumuşamalı modeller, kaya kütlelerinin benzer ilişkilerine kıyasla daha yaygındır. Süreksizlikler için birim deformasyon yumuşamalı modeller UDEC ve 3DEC içine dahil edilmiş olup, FISH fonksiyonu gibi programlama dilleri kullanılarak FLAC ve FLAC3D ara yüzeylerine uygulanabilir. Birim deformasyon yumuşamalı modeller emniyet katsayısının hesaplanmasında özel dikkat gerektirirler. Birim deformasyon yumuşamalı bir öğe model kullanılırsa, kesme dayanımını azaltma süreci sırasında yumuşama mantığı devre dışı bırakılmalıdır; bu yapılmadığı takdirde emniyet katsayısı daha küçük bulunur. Bir şev kazısı yapıldığı zaman, bazı zonlarda pik dayanım aşılır ve bir miktar yumuşama meydana gelir. Kesme dayanımını azaltma süreci sırasında bu zonların dayanımı düşük yeni bir malzeme olarak göz önüne alınması gerekse de, dayanımın dereceli azalımı ile ilişkili plastik birim deformasyonlardan dolayı daha fazla yumuşamaya izin verilmemelidir.

Maden ocaklarındaki kaya şevlerinde boşluk basıncının zamanla artışı çok rastlanılan bir olay değildir. Çukurun derinleştirilmesine ve/veya drenaja bağlı olarak boşluk basıncı azalımı daha sık karşılaşılan bir durumdur. Ancak, boşluk basıncının zamanla arttığı durumlar da vardır. Böyle durumlarda şevin progresif olarak yenilmesi mümkündür.

Sabit yük altında malzemenin zamana bağlı deformasyonu olan krip, genellikle şev duraylılığı kapsamında göz önüne alınmaz. Yeraltı kazılarında çok daha sık karşılaşılan bir olaydır. Kaya şevlerde krip davranışını incelemek üzere geliştirilmiş birkaç malzeme modeli mevcuttur. Klasik visko-elastik

modeller, üs yasası modelleri ve Burger kripi visko-elastik modeli bunlardan bazılarıdır. Şev davranışını incelemede bir krip modelinin Şili'deki Chuquicamata madenine uygulanması bu bölümde daha sonra ele alınmıştır (bkz. Altbölüm 10.5.2).

10.3 Modelleme Problemleri

Modelleme, mevcut malzeme modeli ve bilgisayar kapasitesi gibi faktörlerden kaynaklanan kısıtlamalara uyum sağlamak için, problemin idealleştirilmesini ya da basitleştirilmesini gerektirir. Kaya kütlesi tepkisinin analizi değişik ölçeklerde meydana gelir. Tüm özelliklerin ve kaya kütlesi tepki mekanizmalarının ayrıntılarının modele dahil edilmesi imkânsızdır (ve ayrıca arzu edilmez). Bundan başka, kaya kütlesi davranışı ayrıntıların birçoğu bilinmemektedir (bilinmesi de mümkün değildir); bu nedenle, modellemeye yaklaşım (sözgelimi) mekaniğin diğer dallarında olduğu gibi kolay değildir. Bu altbölümde, sayısal modeli kurarken çözülmesi gerekli bazı sorunlar ele alınmıştır.

10.3.1 İki Boyutlu ve Üç Boyutlu Analizler

Bir model oluşturmada ilk adım, analizin iki boyutlu mu yoksa üç boyutlu mu yapılacağına karar verilmesidir. 2003 öncesinde üç boyutlu analizler yaygın olmamakla birlikte, kişisel bilgisayarlarda sağlanan gelişmeler üç boyutlu analizlerin rutin olarak yapılmasına olanak vermiştir. Üç boyutlu analizler aşağıdaki durumlar için önerilmekte/gerekmektedir:

1. Ana jeolojik yapıların doğrultularının şev doğrultusu ile 20-30^0'den daha fazla farklılık göstermesi.
2. Malzeme anizotropisi ekseni doğrultusunun şev doğrultusu ile 20-30^0'den daha fazla farklılık göstermesi.
3. Asal gerilme yönlerinin şev doğrultusuna ne paralel ne de dik olması.
4. Jeomekanik birimlerin dağılımının şev doğrultusu boyunca değişmesi.
5. Eksene göre simetri veya düzlem birim deformasyon varsayımın yapıldığı şev geometrisinin vaziyet planının iki boyutlu analizde temsil edilememesi.

Yukarıda belirtilen durumlara rağmen, çoğu şevlerin tasarım analizinde düzlem birim deformasyon koşulları altındaki sonsuz uzun şevde birim dilim içeren iki boyutlu geometri varsayımı yapılmaktadır. Başka bir anlatımla, topuk ve tepe yarıçapları sonsuz kabul edilmektedir. Özellikle eğrisellik yarıçaplarının güvenli şev açıları üzerindeki etkilerinin önemli olabildiği açık ocak madenciliğinde olmak üzere, uygulamada karşılaşılan koşullar bundan farklıdır. İçbükey bir şevdeki potansiyel yenilmenin her bir tarafındaki malzeme tarafından sağlanan yanal kısıtlamalardan dolayı, içbükey şevlerin birim deformasyon şevlerinden daha duraylı olduğu düşünülmektedir.

Şev duraylılığındaki potansiyel önemine rağmen, bu etkiyi nicelleştirme konusunda fazla bir çalışma yapılmamıştır. Jenike ve Yen (1961) rijit, mükemmel plastik malzemedeki eksenel simetrik şevlerin sınır teorisi analiz sonuçlarını sunmuşlardır. Ancak, Hoek ve Brown (1981) analiz varsayımlarının kaya şev tasarımına uygulanamayacağı sonucuna varmışlardır.

Piteau ve Jennings (1970) plandaki eğriselliğin Güney Afrika'daki dört elmas madeninde şev duraylılığı üzerine etkisini incelemişlerdir. Yüzeyin altındaki göçme sonucunda şevlerin hepsinin de emniyet katsayısının 1 olduğu ve yenilme sınırında bulunduğu ortaya çıkmıştır. Ortalama şev yüksekliği 100 m'dir. Piteau ve Jennings (1970) eğrisellik yarıçapı 60 m olan şevlerin ortalama şev açısının 39,5^0 ve eğrisellik yarıçapı 60 m olan şevlerinkinin de 27,3^0 olduğunu bulmuşlardır.

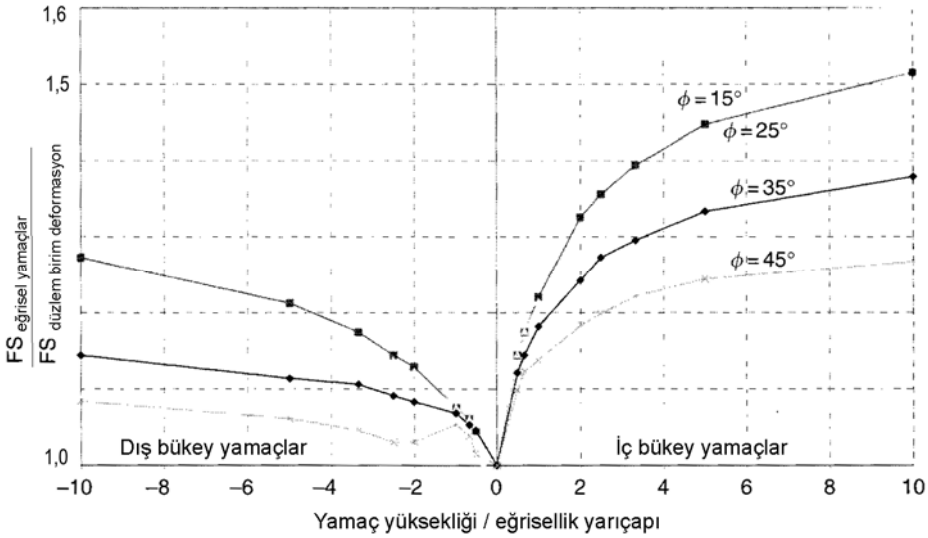
Hoek ve Bray (1981) şev eğriselliğinin iyileştirici etkileri konusundaki deneyimlerini şu şekilde özetlemişlerdir: İçbükey bir şevin eğrisellik yarıçapı şev yüksekliğinden küçük olduğu zaman, şev açısı geleneksel duraylılık

analizinde önerilen açıdan 10^0 büyük olabilir. Eğrisellik yarıçapı şev yüksekliğinden daha büyük bir değere çıkarken, düzeltme azaltılmalıdır. Şev yüksekliğinin iki katından büyük yarıçaplarda, geleneksel duraylılık analizlerinden bulunan şev açısı kullanılmalıdır.

Şev eğriselliğinin duraylılık üzerine etkilerini daha iyi bir şekilde nicelleştirmek için, bir dizi klasik analiz yapılmıştır. Tüm analizlerde, yoğunluğu 2600 kg/m^3 olan izotrop homojen malzemede kazılmış, şev açısı 45^0 ve yüksekliği 500 m olan kuru bir şev varsayımında bulunulmuştur. Başlangıç arazi gerilmelerinin litostatik olduğu ve kazının da yeryüzünden itibaren 40 m inişlerle gerçekleştirildiği varsayılmıştır. Bu koşullar için sürtünme açısı ve kohezyon değerleri, 1 numaralı dairesel yenilme diyagramı (bkz. Altbölüm 8.3) kullanmak suretiyle emniyet katsayısını 1,3 olarak verecek şekilde seçilmiştir. Emniyet katsayısının bu 1,3'lük değeri, açık ocak madenlerindeki şev tasarımlarında en sık kullanılan değerdir. Kullanılan gerçek değerler Tablo 10.2'de verilmiştir.

Tablo 10.2 Sürtünme açısı ve kohezyonun değişik kombinasyonları için Janbu'nun lamda katsayısı.

Sürtünme açısı	*Kohezyon* (MPa)	$\lambda = \gamma H \tan\phi / c$
45	0,22	59
35	0,66	14
25	1,18	5
15	1,8	2



Şekil 10.1 FLAC eksenel simetrik analizlerinin şev eğriselliğinin emniyet katsayısı üzerine etkisini gösteren sonuçları.

İçbükey ve dışbükey şevlerin ikisi için de değişik eğrisellik yarıçapları için FLAC programı ile bir dizi analiz yapılmıştır. İçbükey şevler için eğrisellik katsayısı, dönme ekseni ile şevin topuğu arasındaki mesafe olarak tanımlanır. Dışbükey şevlerdeki eğrisellik katsayısı da dönme ekseni ile şevin (topuğu değil de) tepesi arasındaki mesafe olarak tanımlanır. Her iki tanım için de konilerin eğrisellik yarıçapı sıfırdır.

Şekil 10.1'de içbükey şevler için pozitif ve dışbükey şevler için negatif olan $F_s/F_{s.düz\text{-}bir\text{-}def.}$ ile yükseklik/eğrisellik yarıçapı (H/R_c) ilişkisinin sonuçları verilmiştir. Şekilde, eğrisellik yarıçapı azalırken emniyet katsayısının daima arttığı ve artışın içbükey şevlerde daha hızlı olduğu görülmektedir Beklenen bir sonuç, sürtünme açısı artarken eğrisellik etkisinin azalmasıdır. Bunun olası bir açıklaması, Janbu'nun lamda katsayısı ($\lambda = \gamma H \tan\phi / c$) artarken, kayma yüzeyinin sürtünmeli malzeme için sadece sığ bir yüzeye dönüşmesidir. Bu durum, içbükey şevleri çevre basıncı etkisine ve dışbükey şevleri de aktif/pasif kamalar oranına daha az duyarlı yapar.

Tasarımcıların içbükey şev eğriselliğinin faydalı etkilerinden yararlanmak istemeyişlerinin bir nedeni, süreksizliklerin varlığının çoğu zaman etkileri nötürleştirebilmesidir. Ancak, masif kaya kütlelerinde veya eklem iz uzunluğu nispeten küçük olan şevlerde eğriselliğinin faydalı etkileri, özellikle şev açısını arttırmanın ekonomik faydalarının olabileceği açık ocak madenlerinde ihmal edilmemelidir. Aynı durum, düzlem birim deformasyon şevlerine göre daha duraylı olan dışbükey şevler için de geçerlidir. Bu durum, kaya şevlerde gözlenen deneyimlerin dışında kalmaktadır. Kayma yüzeyinin aktif (tepe) ve pasif (taban) kamalar cinsinden tanımlanması halinde, dışbükey bir şevde pasif kamanın yüzeyinin (ve ağırlığının) aktif kamaya oranı, düzlem birim deformasyondakinden daha büyüktür. Ancak, bu durum sadece (sözgelimi) pasa yığınlarında bulunabilen Mohr-Coulomb malzemesine uygulanabilir. Kaya şevlerde "burunların" genellikle daha az duraylı olmasının nedeni, bunların yapısal kontrollü yenilmelere daha fazla maruz kaldığı gerçeği ile ilişkili olabilir.

10.3.2 Sürekli Ortam ve Süreksiz Ortam Modelleri

Bir sonraki adım, sürekli bir ortamın mı yoksa süreksiz bir ortamın mı kullanılması gerektiğine karar verilmesidir. Bu kararın alınması genellikle çok kolaydır. Hangi tür analizin yapılacağını belirlemede genellikle hazır kurallar bulunmamaktadır. Şev duraylılık problemlerinin tümü, süreksizlikleri bir ölçek dahilinde ele alır. Ancak, özellikle genel duraylılık ile ilgili faydalı analizler, kaya kütlesinin eşdeğer bir sürekli ortam olduğu varsayımıyla yapılmaktadır. Bu nedenle, çoğu analizlerde işe sürekli ortam modelleri ile başlanır. İncelemeye konu olan şevin bir yapı olmadan duraysız olması halinde, süreksiz ortam modellerine başvurmanın bir anlamı olmaz. Diğer taraftan, bir sürekli ortam modelinin makul derecede duraylı olması halinde, asal yapıların doğrudan dahil edilmesi, şev davranışı için daha doğru tahminler verir.

Eklem geometrisinin bir modele girdi olarak seçilmesi, süreksiz ortam analizleri için kritik bir adımdır. Tipik olarak, pratik analiz için makul boyuttaki modelleri oluşturmada eklemlerin gerçekte sadece çok küçük bir yüzdesi modele dahil edilebilir. Bu nedenle, mekanik tepki için en kritik olan eklemleri seçmek üzere, eklem geometrisi verileri filtrelenmelidir. Bu işlem, önceden belirlenen yükleme koşulu için kayma ve/veya ayrılmaya en duyarlı olanları teşhis etmek suretiyle gerçekleştirilir. Bunu yaparken, özellikle devrilme durumunda olmak üzere yeterli kinematik serbestliğin sağlanıp sağlanmadığının belirlenmesi ve gözlenen davranışı model tepkisi ile karşılaştırmak suretiyle analizin kalibre edilmesi gerekebilir.

10.3.3 Uygun Zon Boyutunun Seçilmesi

Süreçte bir sonraki adım, uygun bir zon boyutunun seçilmesidir. Sonlu farklar zonlarında, her bir zon içindeki gerilmeler ve birim deformasyonların zon içindeki konumlarının değişmediği varsayılır. Başka bir deyişle; zonlar, olası en düşük derece elemanlarıdır. Şev içindeki gerilme ve birim deformasyon gradyanlarını yeterli düzeyde yakalamak için, nispeten küçük boyutlu ayrımlama yapmak gereklidir. Yazarlar deneyimlerine dayalı olarak, ilgi konusu olan şevin yüksekliği boyunca en az 20 (tercihen 30) elemanın gerekli olduğu sonucuna varmışlardır. Daha sonra ele alınacağı gibi, fleksürel devrilmenin söz konusu olduğu durumda kaya kolunu boyunca en az dört zon gereklidir. Daha yüksek dereceli elemanlar kullanan sonlu elemanlar programları, sonlu farklar programlarında yaygın olan sabit birim deformasyon/sabit gerilme elemanlarına kıyasla muhtemelen daha az sayıda zon gerektirirler.

10.3.4 Başlangıç Koşulları

Başlangıç koşulları, madencilikten önce mevcut olan koşullardır. Maden sahalarında önemli olan başlangıç koşulları yerinde gerilme alanı ile yeraltı suyu koşullarıdır. Gerilmelerin

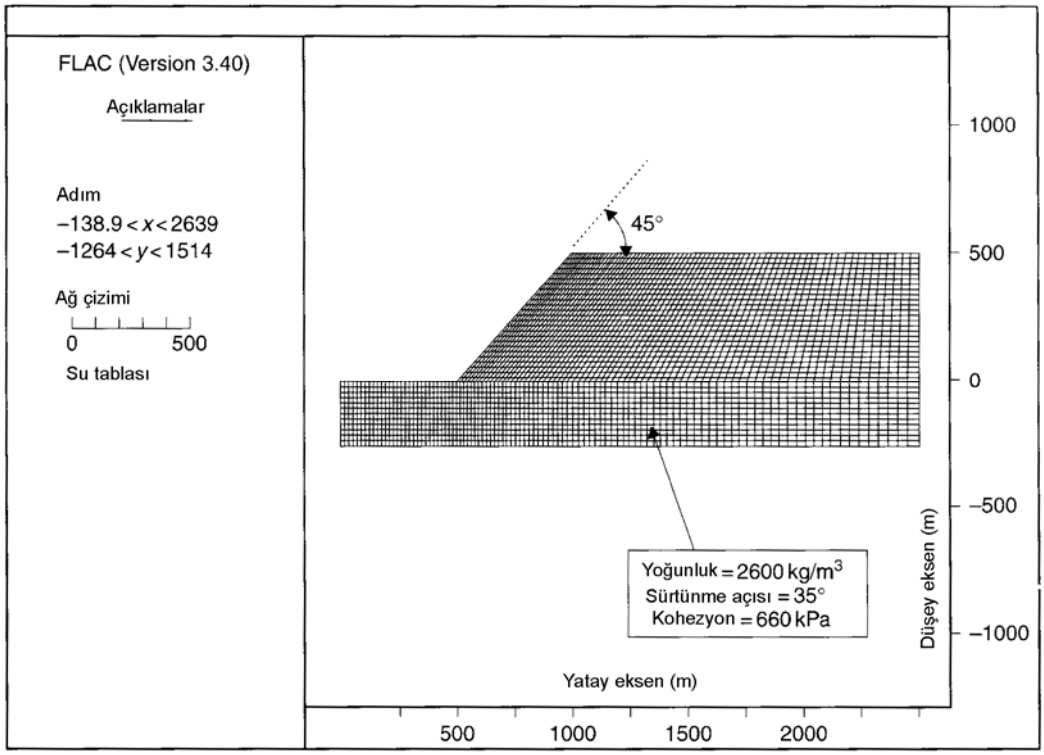
şev analizlerindeki rolü geleneksel olarak ihmal edilmektedir. Bunun birkaç nedeni vardır:

- Şev duraylılık analizlerinde sıkça kullanılan sınır denge analizlerinde gerilme etkileri analize dahil edilememektedir. Bununla birlikte, zemin şevleri gibi özellikle yapının mevcut olmadığı durumlarda sınır denge analizlerinin çoğu zaman duraylılık için makul değerler verdiği düşünülmektedir.
- Duraylılık analizlerinin çoğu geleneksel olarak yerinde gerilmelerin olası aralığının kayalara göre daha dar olduğu zeminlerde yapılmaktadır. Ayrıca, zemin analizlerinin çoğu, yerinde gerilmelerin mevcut olmadığı bir baraj gibi inşa edilmiş dolgular için gerçekleştirilmiştir.
- Şev yenilmelerin çoğunun nedeni yerçekimi olup, yerinde gerilmelerin etkisinin minimum olduğu düşünülür.
- Şevlerdeki kaya kütlelerinde yerinde gerilmeler rutin olarak ölçülmez; etkileri de büyük ölçüde bilinmemektedir.

Sayısal modeller gibi gerilme analiz programlarının özel bir üstünlüğü, duraylılık analizlerinde madencilik öncesi başlangıç gerilme durumunu dahil edebilme ve bunların önemini değerlendirme yeteneğidir.

Yerinde gerilme durumunun duraylılık üzerine etkisini değerlendirmek için, Şekil 10.2'de görülen modele benzer basit bir model kullanılarak beş durum analiz edilmiştir. Beş durumdan her birinde şev açısı 60^0, şev yüksekliği 400 m, malzeme yoğunluğu 2450 kg/m^3, sürtünme açısı 32^0 ve kohezyon 0,92 MPa alınmıştır. FLAC analizinin sonuçları Tablo 10.3'de verilmiştir.

Şev davranışı ana yapıların yönelimi, kaya kütlesi dayanımı ve su koşullarına bağlı olduğundan, genelde başlangıç gerilme durumunun herhangi bir problemde ne tür etkilerinin olacağını söyleyebilmek olanaksızdır. Ancak, yerinde gerilmelerin duraylılık üzerine etkilerinden bazıları gözlenebilir:



Şekil 10.2 Yerinde gerilmelerin şev duraylılığı üzerine etkilerini belirlemede kullanılan problem geometrisi.

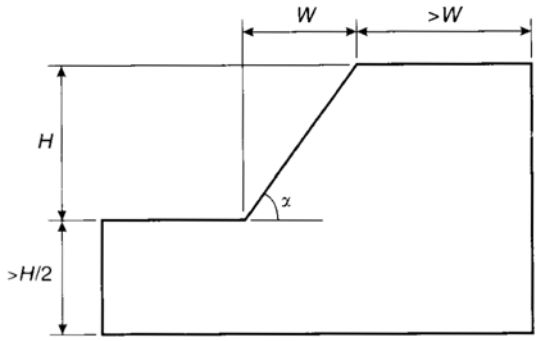
Tablo 10.3 Yerinde gerilmelerin şev duraylılığı üzerine etkisi (*x*: düzlemdeki yatay yön, *y*: düzlemdeki düşey yön, *z*: düzlem dışı yön).

Düzlemdeki yatay gerilme	*Düzlem dışı yatay gerilme*	*Emniyet katsayısı*
$\sigma_{xx} = \sigma_{yy}$	$\sigma_{zz} = \sigma_{yy}$	1,30
$\sigma_{xx} = 2{,}0\ \sigma_{yy}$	$\sigma_{zz} = 2{,}0\ \sigma_{yy}$	1,30
$\sigma_{xx} = 0{,}5\ \sigma_{yy}$	$\sigma_{zz} = 0{,}5\ \sigma_{yy}$	1,28
$\sigma_{xx} = 2{,}0\ \sigma_{yy}$	$\sigma_{zz} = 0{,}5\ \sigma_{yy}$	1,30
$\sigma_{xx} = 0{,}5\ \sigma_{yy}$	$\sigma_{zz} = 2{,}0\ \sigma_{yy}$	1,28

- *Başlangıç yatay gerilmeleri ne kadar yüksek ise yatay elastik yerdeğiştirmeler de o kadar yüksektir*. Elastik yerdeğiştirmelerin şev incelemelerinde özellikle önemli olmamasından dolayı, bunun fazla bir yararı yoktur.
- *Analiz düzleminde düşey gerilmelerden daha küçük olan başlangıç yatay gerilmeleri duraylılığı hafifçe azaltma eğiliminde olup, önemli makaslama derinliğini hidrostatik gerilme durumuna göre azaltır.* Bu gözlem mantıksız gelebilir; küçük yatay gerilmelerin duraylılığı arttırması beklenir. Bunun açıklaması, düşük yatay gerilmelerin gerçekte şev içindeki potansiyel makaslama yüzeyleri ve/veya eklemlerde hafifçe azalmış normal gerilme vermesi şeklindedir. Bu gözlem, Peru'da yerinde yatay gerilmelerin düşey gerilmelerden düşük olduğu bir şevde, yatay gerilmelerin düşey gerilmelere eşit veya daha büyük olduğu durumlardakine kıyasla devrilme yapılarında daha derin eklem makaslaması veren bir UDEC analizi ile de teyit edilmiştir.
- Bölgesel topografyanın, özellikle bölgesel vadi tabanlarının yukarısındaki kotlarda olmak üzere, olası gerilme durumlarını sınırlayabileceğine dikkat edilmesi önemlidir. Üç boyutlu modeller geçmişte bazı bölgesel gerilme sorunlarının çözülmesinde büyük yararlar sağlamıştır.

10.3.5 Sınır Koşulları

Sınırlar ya gerçek ya da yapaydır. Şev duraylılık problemlerindeki gerçek sınırlar, genellikle gerilme içermeyen doğal veya kazı ile oluşturulmuş yer yüzeylerine karşılık gelir. Yapay sınırlar gerçekte mevcut değildir. Şev duraylılık problemleri de dahil olmak üzere, jeomekanikteki tüm problemler gerçek problem bölgesinin sonsuz uzanımının sadece ilgi konusu olan kısmını kapsayacak şekilde yapay olarak traşlanmasını gerektirir. Şekil 10.3'de, şev duraylılık problemlerinde yapay uzak-alan sınırları için tipik öneriler verilmiştir. Yapay sınırlar, önceden belirlenmiş yerdeğiştirme veya önceden belirlenmiş gerilme şeklinde iki tip olabilir. Önceden belirlenen yerdeğiştirme sınırları yerdeğiştirmeyi düşey yönde, yatay yönde veya her iki yönde kısıtlar. Önceden belirlenmiş yerdeğiştirme sınırları, modelin tabanında ve şevin topuğundaki koşulları temsil etmede kullanılır.



Şekil 10.3 Şev duraylılık analizlerinde yapay uzak-alan sınırlarının yerleri için tipik öneriler.

Modelin tabanındaki yerdeğiştirme, modelin dönmesini engellemek için, daima düşey ve yatay yönlerin ikisinde de kısıtlanır. Herhangi bir şevin topuğu yakınındaki yerdeğiştirme sınırları ile ilgili olarak iki varsayım kullanılabilir. Birinci varsayım, topuk yakınındaki yerdeğiştirmelerin sadece yatay yönde kısıtlanmasıdır. Bu varsayım, topuk sınırını temsil eden düzlem veya eksene göre mükemmel simetrik olan bir problem için mekanik olarak doğru bir koşuldur. Daha doğrusu, bu koşul sadece düzlem birim deformasyonun varsayıldığı iki boyutta modellenen sonsuz uzunluktaki şevlerde ya da maden ocağının mükemmel bir koni olduğu eksenel simetrik şevlerde oluşmaktadır.

Gerçekte, bu koşullar çok ender olarak sağlanırlar. Bu nedenle, şev topuğunda herhangi bir sınır koşulu belirleme gereğinden kurtulmak için, bazı modeller yanal yönde uzatılırlar. Şev topuğu yakınındaki sınır koşulları ile ilgili olarak karşılaşılan bazı güçlüklerin genellikle iki boyutlu varsayımdan kaynaklandığının bilinmesi önemlidir. Üç boyutlu modellerde genellikle bu zorlukla karşılaşılmaz.

Uzak-alan sınırı ve koşulu ayrıca şev duraylılık analizi için herhangi bir sayısal modelleme için de belirlenmelidir. Bu konuda genel yaklaşım, sonuçları önemli şekilde etkilemeyecek bir uzak-alan yerinin seçilmesidir. Bu koşul sağlanırsa, sınırın önceden belirlenmiş yerdeğiştirme veya önceden belirlenmiş gerilme olması önemli değildir. Şev duraylılık çalışmalarının çoğunda önceden belirlenmiş yerdeğiştirme sınırı kullanılır. Yazarlar, önceden belirlenmiş gerilme sınırını birkaç durumda kullanmış ve önceden belirlenmiş yerdeğiştirme sınırından elde edilen sonuçlara kıyasla önemli bir farklılık bulamamışlardır. Modelin dengede olabilmesi için, önceden belirlenmiş gerilme sınırı için gerilmenin büyüklüğünün başlangıç gerilme durumu ile ilgili varsayımlarla uyuşması şarttır. Ancak, kazıdaki bir ilerleme durumunda olduğu gibi, modeldeki herhangi bir değişikliği takiben; önceden belirlenmiş gerilme sınırı, uzak-alan sınırının orijinal değerini muhafaza ederken kazıya doğru yerdeğiştirmesine neden olur. Bu nedenle, gerilme değişmediği için ve sınırın yerdeğiştirmesini takip ettiği için, önceden belirlenmiş gerilme sınırına "takip eden" gerilme ya da sabit gerilme sınırı adı verilir. Ancak, takip eden gerilmelerin geliştiği en olası yerler, şev gerisinde topoğrafik yükselimlerin bulunduğu yerlerde kazılan şevlerdir. Şevlerin eğimli topoğrafya üzerinde kazıldığı yerlerde bile, kazının yamaç aşağı topoğrafik yönüne dik efektif derinliğine bağlı olarak, gerilmeler kazı etrafında bir dereceye kadar akarlar.

Sınır koşullarının analiz koşulları üzerine etkisinin bir özeti aşağıda verilmiştir:

- Sabit bir sınır, gerilmelerin ve yerdeğiştirmelerin olduğundan küçük hesaplanmasına neden olur; gerilme sınırında durum bunun tersidir.
- Sınır çeşidinin iki tipi gerçek çözümün belirli bir aralıkta kalmasını sağlar; buna göre, iki sonucun ortalamasını almak suretiyle gerçek çözüm için makul bir tahmin elde etmek üzere, daha küçük modellerle deneyler yapmak mümkündür.

Hatırda tutulması gereken son nokta, açık ocak şev duraylılık problemlerinin hepsinin gerçekte üç boyutlu olduklarıdır. Bunun anlamı, ocağın içinde ve etrafında etkiyen gerilmelerin, ocağın hem altında hem de çevresi etrafında serbest şekilde akması şeklindedir. Bu nedenle, analiz düzlemine paralel çok düşük dayanımlı faylar bulunmadığı sürece, bir sabit gerilmenin veya takip eden gerilmenin yatay olarak etkiyen gerilmeleri olduğundan büyük vermesi daha olasıdır.

10.3.6 Su Basıncının Dikkate Alınması

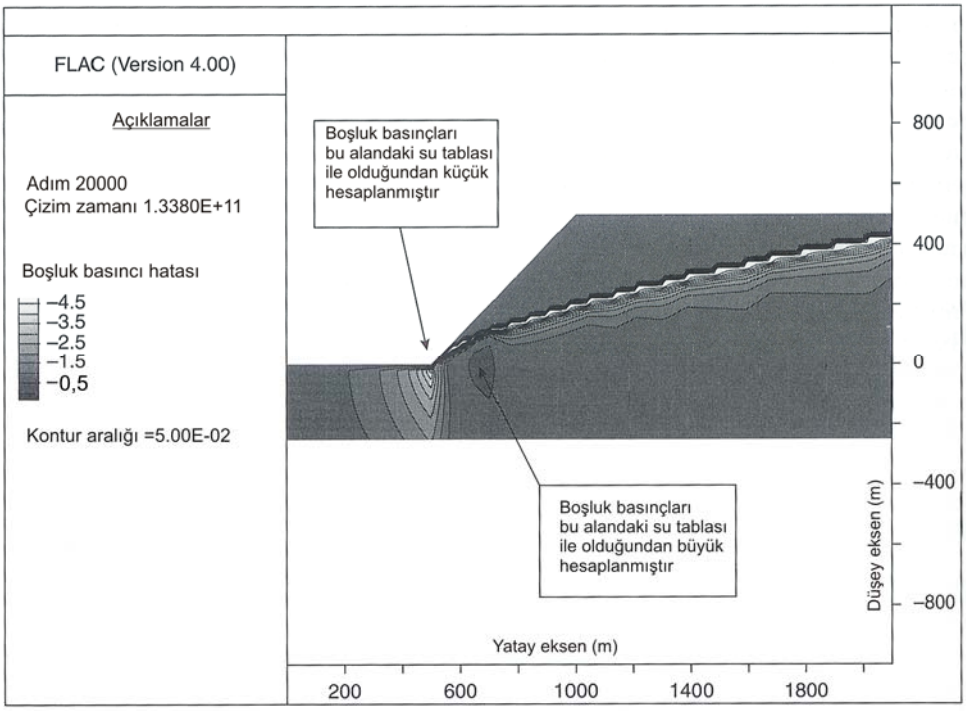
Efektif gerilmelerin azaltılmasında su basıncının etkisi ve dolayısıyla şev duraylılığı çok iyi anlaşılmış konulardır. Ancak, şevlerde boşluk basıncı dağılımının belirlenmesine dair değişik varsayımların etkisi o kadar iyi anlaşılamamıştır. Şevlerde boşluk basınç dağılımını belirlemede yaygın olarak iki yöntem kullanılmaktadır. En kapsamlı yöntem, eksiksiz bir akış analizi yapılması ve şev analizlerinde bileşke boşluk basınçlarının kullanılmasıdır. Daha az kapsamlı olmakla birlikte daha yaygın olarak kullanılan bir yöntem, bir su tablasının belirlenmesi ve sonuçtaki boşluk basınçlarının su tablasından aşağıdaki derinlik ile su yoğunluğu ve yerçekimi ivmesi ile çarpımı ile verilmesi şeklindedir. Su tablası yaklaşımı bu anlamda bir piyezometrik yüzey belirlemeye eşdeğerdir. İki yöntemde de benzer doygun yüzeyler kullanılır. Ancak, eşpotansiyel çizgilerin eğiminin ihmal edildiği su tablası yönteminde şev topuğu yakınındaki gerçek boşluk basıncı konsantrasyonlarını olduğundan düşük ve

topuk gerisindeki boşluk basınçları da hafifçe büyük bulunur.

Analizde sızma kuvvetleri de dikkate alınmalıdır. Hidrolik eğim, aynı kotta bulunan iki nokta arasındaki su basıncı farkı olup, suyun gözenekli ortamda akışı sırasındaki sızma (veya sürükleme) kuvvetlerinden ileri gelir. Akış analizinde sızma kuvvetleri otomatik olarak hesaba katılır.

Bir akış analizi yapmadan su tablası belirleme işleminden kaynaklanan hatayı değerlendirmek için, iki özdeş problem analiz edilmiştir. Birincisinde, boşluk basınçlarını belirlemede bir akış analizi yapılmıştır. İkinci durumdaki boşluk basınçları, sadece akış analizinden alınan doygun yüzey olduğu varsayılan bir piyezometrik yüzey kullanılarak belirlenmiştir. İki duruma ait malzeme özellikleri ve geometri Şekil 10.2'de verilmiştir. Sağ taraftaki sınır, uzak-alan doygun yüzeyi topuk arkasından itibaren yatay 2 km mesafede yer yüzeyi ile çakışacak şekilde uzatılmıştır. Model içindeki hidrolik iletkenliğin homojen ve izotrop olduğu varsayılmıştır. Su tablasını belirlemeden kaynaklanan hata Şekil 10.4'de görülebilir. En büyük hata topuğun hemen altında olup, %45'lere kadar düşük çıkmaktadır. Şev topuğu gerisinde boşluk basıncındaki hatalar %5 daha fazla değerler şeklindedir. Doygun yüzeyin hemen altında nispeten küçük boşluk basınçlarından dolayı, doygun yüzeye yakın hatalar önemsizdir. Burada, küçük değerlerdeki küçük hatalar büyük göreceli hatalara neden olur.

2 km uzakta yer yüzeyindeki bir doygun yüzey için 3 numaralı dairesel yenilme diyagramı kullanılarak (bkz. Altbölüm 8.3), emniyet katsayısı 1,1 olarak bulunur. FLAC ile belirlenen emniyet katsayısı her iki durum için de 1,15'dir. Şev gerisinde yenilmelerin oluştuğu yerdeki boşluk basıncı dağılımları iki durum için de çok benzer olduğundan, FLAC analizleri benzer sonuçlar vermiştir. Buradan elde edilen sonuç, kapsamlı akış analizi ile basit bir piyezometrik yüzey belirleme yöntemleri kullanılarak kestirilen duraylılık arasında önemli bir farkın olmamasıdır. Ancak, bu sonucun (sözgelimi) anizotrop akışı içeren durumlara uygulanıp uygulanamayacağı belirgin değildir.



Şekil 10.4 Akış analizi yapmaya kıyasla, su tablasını belirlemenin neden olduğu boşluk basıncı dağılımı hatası.

10.3.7 Kazıda İşlem Sıralaması

Kazıların sayısal modellerde benzeştirilmesinde kavramsal olarak bir zorluk bulunmamaktadır. Ancak, bir model oluşturmak için gerekli çabanın miktarı, benzeştirilen kazı aşamalarının sayısına bağlıdır. Bu nedenle, en pratik analizlerde kazı aşama sayısı azaltılmaya çalışılır. En doğru çözüm, şevdeki herhangi bir zon için gerçek yükleme izi yakından takip edildiği için, en fazla kazı aşaması kullanılarak elde edilir. Teorik olarak, nihai çözümün takip edilen izden bağımsız olduğunu ispat etmek imkânsızdır. Ancak, çoğu şevlerde duraylılığın genellikle analiz zamanındaki geometri ve boşluk basıncı dağılımına bağlı olduğu ve takip edilen yola çok az bağımlı olduğu görülmektedir.

Geçen yıllar içinde kazı aşamaların sayısı ile ilgili makul bir yaklaşım ortaya çıkmıştır. Bu yaklaşım kullanılarak sadece bir, iki veya üç kazı aşaması modellenir. Her bir aşama için iki hesaplama adımı alınır. Birinci adımda, büyük miktardaki malzemenin aniden kaldırılmasından kaynaklanan olası atalet etkilerini gidermek için, model elastik olarak çalıştırılır. İkinci adımda ise, modelde plastik davranış gelişmesine izin verilir. Bu yaklaşımı takiben, çok sayıda şev duraylılık problemi için makul çözümler elde edilmiştir.

10.3.8 Sonuçların Yorumlanması

Giriş kısmında belirtildiği gibi, sonlu farklar programları "çözümü veren" kara kutular değildir. Sayısal sistemin davranışı ve sonlu farklar sisteminden elde edilen sonuçlar, şev hareketi verilerinin yorumlandığı şekle benzer biçimde yorumlanmalıdır. Sonlu farklar programları kaya kütlesi içinde belirli noktalardaki yerdeğiştirmeleri ve hızları kaydederler. Kaydedilen değerlerin analiz sırasında arttığı, sabit kaldığı veya azaldığını görmek üzere analiz esnasında incelemesi yapılır. Artan yerdeğiştirme ve hızlar duraysız bir duruma işaret ederler; değişmeyen yerdeğiştirmeler ve azalan hızlar, duraylı bir duruma işaret ederler. Ayrıca, modeldeki her nokta için hız ve yerdeğiştirme vektörleri grafiğe aktarılabilir. Sabit hız ve yerdeğiştirme alanları yenilmeye işaret eder.

Yazarlar, 1E–6'dan küçük hızların FLAC ve FLAC3D'de duraylılığa işaret ettiğini; bunun aksine, 1E–5'den büyük hızların da duraysızlığa işaret ettiğini ortaya koymuşlardır. Hızlar için herhangi bir birim verilmediğine dikkat ediniz. Bunun nedeni, statik çözüm elde etmek üzere sönümleme ve kütle ölçeklemeden dolayı hızların gerçek olmayışıdır. Yerdeğiştirmeler gerçek olmakla birlikte, hızlar gerçek değildir; yerdeğiştirmenin oluştuğu "zaman" konusunda herhangi bir bilgi bulunmamaktadır.

Ayrıca, model içinde yenilmenin çekme veya makaslama olarak tanımlandığı yerde noktaların yenilme (plastisite) durumunun incelenmesi mümkündür. Yenilme durumu belirteçlerinin incelendiği durumda özenli çalışılmalıdır. Örnek olarak, devrilen kolonların tabanındaki yerel aşırı gerilme, (gerçekte olduğu gibi) kolonların sadece basınç yenilmesi olduğu zaman, derin oturaklı bir kayma yüzeyi gelişebilir. Bu nedenle, tanımsal herhangi bir sonuç çıkarılmadan önce, yenilme (plastisite) belirteçleri genel davranış çerçevesi içerisinde gözden geçirilmelidir.

10.4 Tipik Duraylılık Analizi

Bu altbölümde, değişik yenilme biçimleri için tipik duraylılık analizleri üzerinde durulmuştur. Burada amaç, şev davranışını benzeştirmede sayısal modellerin nasıl kullanıldığını ve tipik problemler için emniyet katsayısının hesaplanma şeklini göstermektir. Aşağıdaki yenilme biçimlerinden her birinde önemli olan modelleme sorunları üzerinde durulmuştur:

- Kaya kütlesi yenilmesi
- Düzlemsel yenilme; şev yüzeyini kesen veya kesmeyen
- Kaya kütlesi yenilmesi
- Kama yenilmesi; şev yüzeyini kesen veya kesmeyen
- Devrilme yenilmesi; blok veya fleksürel ve

- Fleksürel kemerlenme yenilmesi.

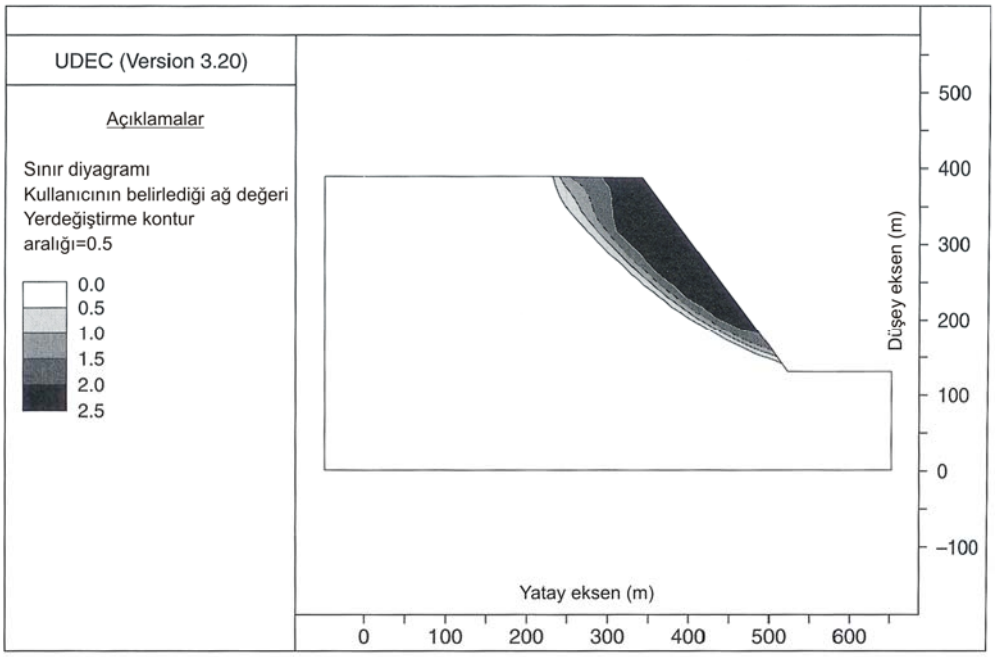
Analizlerin çoğundan iki boyutlu ayrık elemanlar programı UDEC kullanılmış olup, modellenen şevlerin özellikleri aşağıdaki gibidir:

Şev yüksekliği	30 m
Şev açısı	55^0
Su basıncı	yok/kuru
Yoğunluk	2660 kg/m^3 (26,1 kN/m^3)
Kaya kütlesi sürtünme açısı	43^0
Kaya kütlesi yığın modülü	6,3 GPa
Kaya kütlesi kesme modülü	3,6 GPa
Eklem sürtünme açısı	40^0
Hacimsel genişleme açısı	0^0

Özellikle belirtilen yerler dışında, maksimum zon boyutu 15 m olarak kullanılmıştır. Tüm durumlar için emniyet katsayısı, (10.1) ve (10.2) eşitliklerinde verilen prosedür kullanılarak, yenilme oluşana kadar kaya kütlesi özelliklerini ve eklem sürtünmesini aynı anda azaltmak suretiyle hesaplanır. Emniyet katsayısı, yenilme üretmek için gerekli azaltmanın resiproku olarak kabul edilmiştir. Meselâ, yenilmeyi sağlamak için dayanımların %25 oranında azaltılması (yani orijinal dayanımın %85'e indirilmesi) durumunda emniyet katsayısı 1,33'dür.

10.4.1 Kaya Kütlesi Yenilmesi

Sadece kaya kütlesi yenilmesi içeren şevlerin sayısal analizlerini incelemenin en etkin yolu PHASE^2, FLAC veya FLAC3D gibi sürekli ortam programlarının kullanılmasıdır. Bir önceki altbölümde belirtildiği gibi, süreksizlikler sürekli ortam modellerinde doğrudan kullanılmazlar; bunun yerine, kaya kütlesi içerisine dağıldıkları varsayılır. Kaya kütlesi kesme dayanımı özelliklerinin makul derecede hesaplanabileceği varsayılırsa, analizin yapılması çok kolaydır. Kaya kütlesi özelliklerinin başlangıçta tahmin edilme süreci çoğu zaman yukarıda tanımlanan Hoek ve Brown (1981) gibi ampirik ilişkilere dayanır. Bu başlangıç özellikleri daha sonra (gerekli olduğu takdirde) kalibrasyon süreci yoluyla değiştirilir.



Şekil 10.5 UDEC ile tanımlanan şev için kaya kütlesi yenilme biçimi.

Yenilme biçimleri başlıca kaya kütlesi boyunca makaslamayı içerir. Kayma yüzeyinin yaklaşık dairesel olduğu homojen şevlerde kayma dairesi şev topuğunu keser ve yer yüzüne yakın yerde neredeyse düşeydir. Daha önce liste halinde verilen parametreler için yenilme biçimi

Şekil 10.5'de verilmiştir. Hesaplanan emniyet katsayısı 1,64'dür. Aşağıda, sınır denge dairesel yenilme analizi (Bishop yöntemi) kullanılarak gerçekleştirilen bir şev duraylılık analizi ile sayısal duraylılık analizi arasında bir karşılaştırma yapılmıştır. Bölüm 8'de su tablası ve çekme çatlağı içeren, sağlam fakat sık çatlaklı bir kumtaşındaki basamaklı şevin duraylılığı tanımlanmıştı (bkz. Şekil 8.19). Kaya kütlesi, dayanım parametreleri aşağıda verilen bir Hoek-Brown malzemesidir:

m_i = 0,13
GSI = 20
σ_c = 150 MPa
Örselenme faktörü, D = 0,7

Çekme dayanımı 0,012 MPa olarak hesaplanmıştır. Bishop analiz yöntemi için Mohr-Coulomb dayanımı, önce şev geometrisinden elde edilen normal gerilme düzeyinde eğrisel Hoek-Brown yenilme zarfına düz bir çizgi uyarlamak suretiyle hesaplanır. Bu prosedürü kullanarak, sürtünme açısı ve kohezyon aşağıdaki gibi bulunur:

$\phi = 43^0$
c = 0,415 MPa

Kaya kütlesinin ve suyun yoğunluğu 2250 kg/m^3 (25,0 kN/m^3) ve 1000 kg/m^3'tür. Doygun yüzeyin yeri Şekil 8.19'daki gibidir. Bu parametrelere dayalı olarak, Bishop yöntemi Şekil 8.19'da görüldüğü gibi bir dairesel kayma yüzeyi ve çekme çatlağı yeri ile birlikte emniyet katsayısını 1,39 olarak verir.

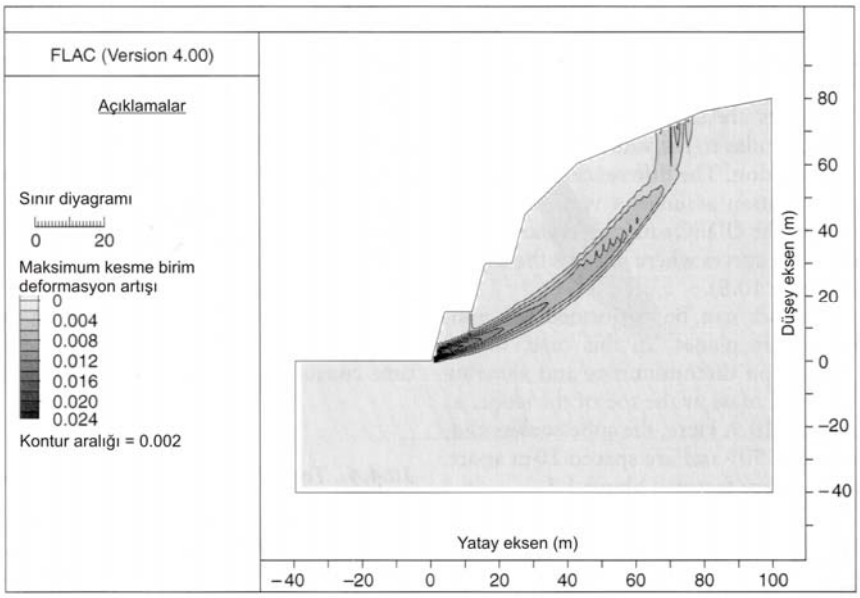
Şekil 8.19'daki şevin duraylılığı FLAC ile incelendiğinde, kayma yüzeyinin analiz sırasındaki gelişimi, şevdeki fiziksel kaymanın doğal gelişimini temsil edecek şekilde olabilir. Sınır denge yöntemlerinde analize başlarken dairesel kaymanın yeri için bir tahminde bulunmak gerekli iken, bu programda gerekli değildir. FLAC, malzeme davranışını doğrudan benzeştirmek suretiyle kayma yüzeyini ve yenilme mekanizmasını bulur. Gelişimi esnasında kesme yüzeyinin iyi tanımlanabilmesini sağlamak amacıyla, makul derecede küçük aralıklı bir ağ seçilmelidir. Lokalize yenilmeyi incelerken en iyi yol, mümkün olan en küçük ağ aralığını kullanmaktır. Burada kullanılan zon boyutu 2 m'dir.

FLAC analizinde bulunan emniyet katsayısı 1,26 olup, kayma yüzeyi Bishop yönteminden elde edilen yüzey ile büyük benzerlik sunar (Şekil 10.6) Ancak, FLAC çözümünde çekme yenilmesi şevde daha yukarı kısma yayılmıştır. Sınır denge analizi sadece yenilmenin başlangıcını tespit eder. Ancak, FALC çözümü hareket başladıktan sonra gerilmenin yeniden dağılım etkisini ve progresif yenilmeyi de içerir. Bu problemde, çekme yumuşaması sonucunda çekme yenilmesi şev yukarısına doğru devam etmektedir.

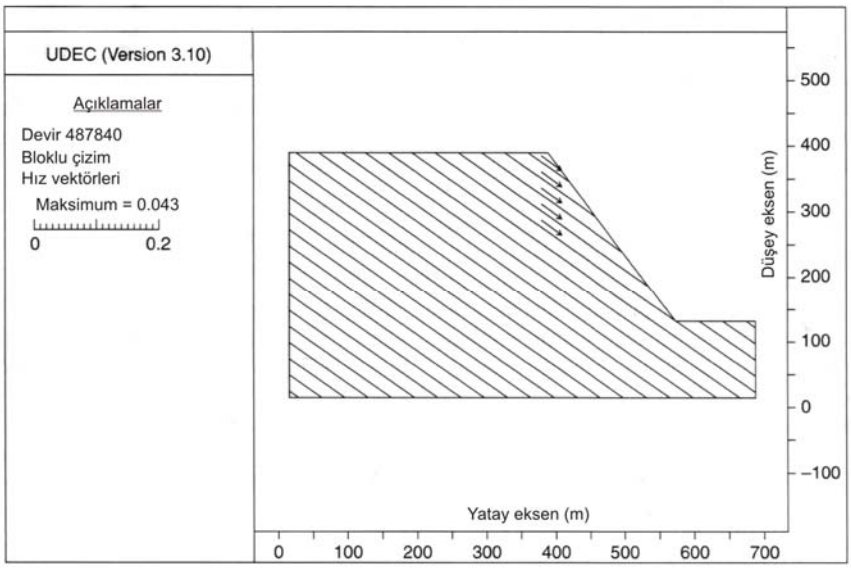
10.4.2 Düzlemsel Yenilme – Şev Yüzeyini Kesen ve Kesmeyen Durumlar

Şev yüzünü kesen düzlemsel eklemler üzerinde kayan rijit blokların yenilme biçimleri en etkin şekilde analitik yöntemler kullanılarak çözülür. Bir karşılaştırma olması bakımından, eğimi 35^0 olan ve şev yüzünü kesen blokların analizi UDEC ile yapılmıştır. Eklemlerin kohezyonunun 100 kPa ve sürtünme açısının da 40^0 olduğu varsayılmıştır. Sonuçta bulunan emniyet katsayısı 1,32 olup, çekme çatlağı oluşmadığı varsayımıyla, Bölüm 6'da (6.4) eşitliğiyle verilen analitik değer ile uyum içerisindedir. UDEC analizindeki düzlemsel yenilme biçimi Şekil 10.7'de verilmiştir.

Bir çekme çatlağının oluşması halinde emniyet katsayısı hafifçe küçülür. UDEC analizi içinde çekme çatlakları oluşturmak için, elastik-plastik davranışlı şekil değiştirebilir bloklar gereklidir. Şekil değiştirebilir zonlar kullanıldığı zaman, analitik çözüm ile bulunan 1,3 değerine yakın bir değer olan bileşke emniyet katsayısı 1,27 olur. Aradaki farklılık, analitik çözüm şemasının düşey çekme çatlağı kullanması ve UDEC analizinin ise, çekme çatlağını kayma düzlemine yakın yerde eğrisel olarak vermesinden ileri gelir (bkz. Şekil 10.8).



Şekil 10.6 Sık çatlaklı kumtaşı şevinde FLAC ile belirlenen yenilme biçimi ve çekme çatlağının yeri (bkz. Şekil 8.19).



Şekil 10.7 UDEC ile belirlenen rijit bloklarda düzlemsel yenilme biçimi.

Benzer analizler şev yüzünü kesmeyen yenilme düzlemleri için de yapılabilir. Bu durumdaki kayma, Şekil 10.9'da görüldüğü gibi, süreksizlikler üzerinde kaymayı ve şev topuğunda kaya kütlesinde makaslamayı kapsar. Burada, kohezyonsuz kayma düzlemleri 70^0 ile eğimli ve aralarında da 20 m vardır. Bileşke emniyet katsayısı yaklaşık 1,5'dir.

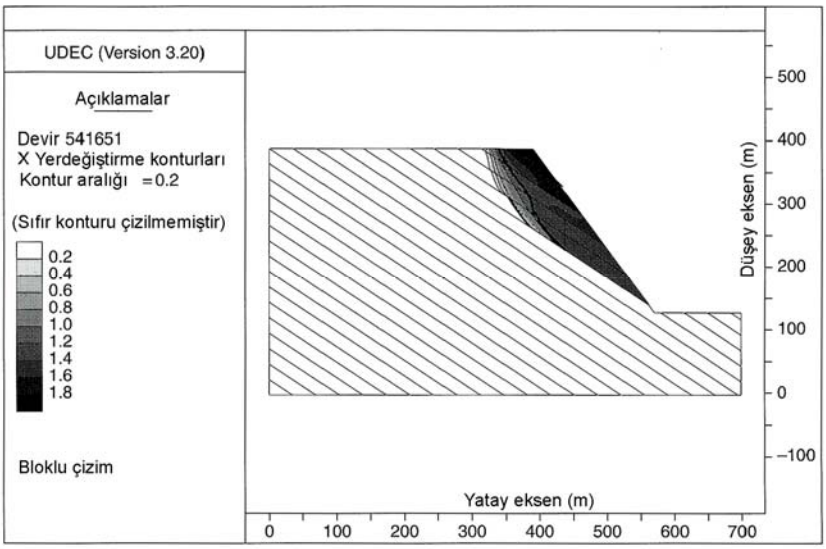
10.4.3 Kama Tipi Yenilme – Şev Yüzeyini Kesen ve Kesmeyen Durumlar

Kama kaymasını içeren analizler, analizin üç boyutta yapılması şartı hariç, düzlemsel yenilmeleri içeren analizlere benzer. Düzlemsel yenilmede olduğu gibi, şev yüzünü kesen rijit blokların analizi için en iyi çözüm, Bölüm 7'de tanımlandığı gibi, analitik

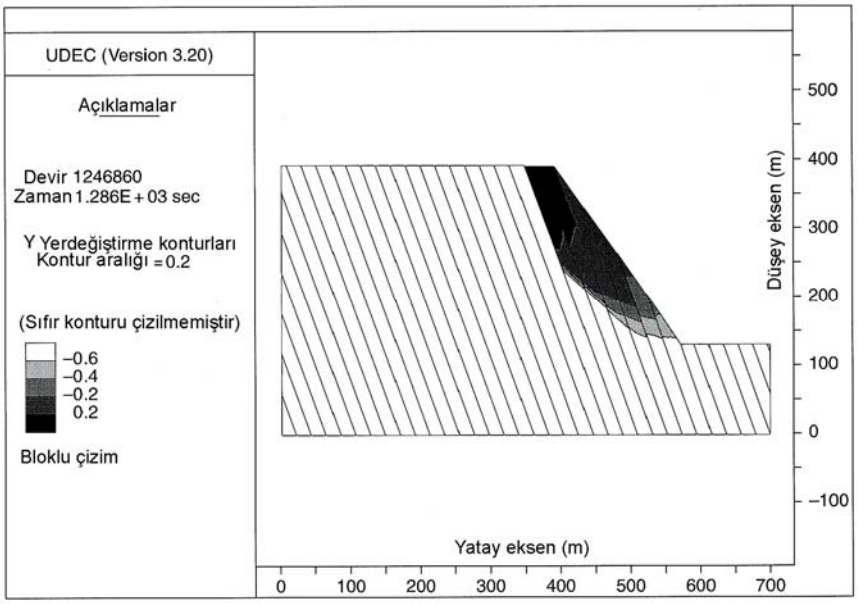
yöntemlerin kullanılmasıdır. Çekme çatlaklarının ve/veya şev yüzünü kesmeyen kamaların oluşumunu içeren analizler sayısal analiz gerektirirler. FLAC3D ve FLAC bu çözümleri verebilir. FLAC3D'deki plastisise formülasyonunda karışık bir ayrımlama tekniği kullanılır ve kaya kütlesi yenilmesinin baskın olduğu yerlerde 3DEC'den daha iyi bir çözüm sağlar. Diğer taraftan, FLAC3D'de birden fazla kayma düzlemi içeren problemlerin kurulması daha zor olup, 3DEC'deki benzer problemlere göre daha fazla zaman alır.

10.4.4 Devrilme Yenilmesi – Blok ve Fleksürel

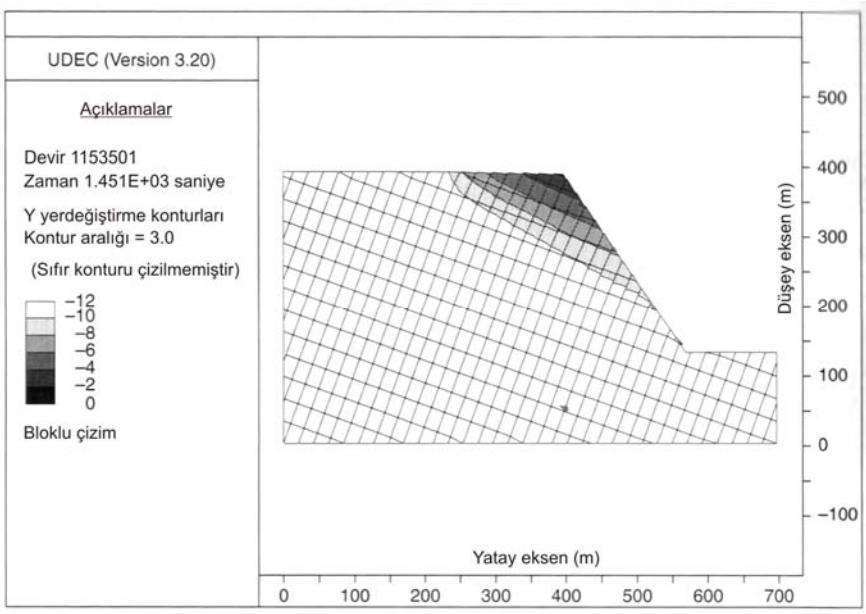
Devrilme yenilmesi biçimi dönemi kapsar ve bu nedenle sınır denge yöntemleri kullanılarak çözülmesi zordur. İsimden de anlaşılacağı gibi, blok devrilmesi bireysel blokların serbest dönmesini içerir [Şekil 9.3(a)]; fleksürel devrilme ise, kaya kolonlarının veya levhaların eğilmesini içerir [Şekil 9.3(b)].



Şekil 10.8 UDEC ile belirlenen şekil değiştirebilir bloklar ile birlikte düzlemsel yenilme biçimi.



Şekil 10.9 UDEC ile belirlenen, şev yüzünü kesmeyen düzlemsel yenilme biçimi.

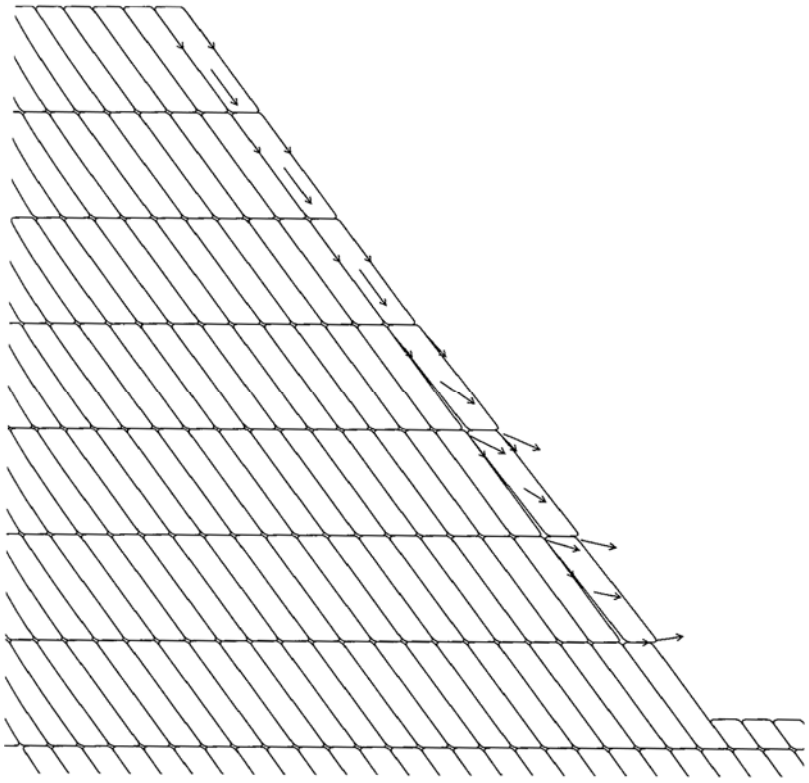


Şekil 10.10 UDEC ile belirlenen, ileri blok devrilmesi yenilme biçimi.

Blok devrilmesi, şev içine büyük açı ile dalan ve daha az eğimli enine eklemler ile birleşen eklemlerin dar bloklar oluşturduğu yerlerde meydana gelir (bkz. Altbölüm 9.4). Enine eklemler blokların dönmesi için salıverme yüzeyleri sağlarlar. Blok devrilmesinin en çok rastlanılan biçimlerinde, kendi ağırlıkları ile hareket eden bloklar şevden dışarı yönde dönerler. Ancak, eklemler şev yüzüne paralel ve daha az eğimli olan enine eklemler de özellikle zayıf olduğu zaman, geriye veya tersine devrilme de oluşabilir. Hem ileri hem geri devrilme durumunda duraylılık, blokların tabanlarına göre ağırlık merkezinin konumuna bağlıdır.

Şekil 10.10'da ileri blok devrilmesini içeren bir analizin sonuçları verilmiştir. Çok eğimli eklem takımının yatayla yaptığı açı 70^0 ve aralarındaki mesafede 20 m'dir. Enine eklemler bunlara dik olup, aralarındaki mesafe 20 m'dir. Bileşke emniyet katsayısı 1,13'dür. Şekil 10.11'de, geriye blok devrilmesini içeren bir analizin sonuçları verilmiştir. Bu durumda, yüzeye paralel eklemlerin açıklığı 10 m olup, yatay yöndekilerin açıklığı ise 40 m'dir. Bu yenilme biçiminin emniyet katsayısı 1,7'dir.

Fleksürel devrilme; sık çatlaklı, şev içine büyük açı ile dalan, blokların serbest dönmesine izin vermeyecek ölçüde enine eklem içeren, baskın bir eklem takımı bulunduğu zaman meydana gelir. Kolonlar, tıpkı konsol kirişleri gibi şev dışına doğru bükülürler. Şekil 10.12'de 20 m açıklıklı eklemlerin analiz sonuçları verilmiştir. Emniyet katsayısı 1,3 olup, eklem açıklığı küçülürken bu değer azalmaktadır. Fleksürel devrilme içeren problemler blok devrilmesi içeren problemlerden daha kısa ağ aralıklı zonlar gerektirir. Fleksürel devrilme herhangi bir kolon boyunca yüksek gerilme gradyanlarını içerdiğinden, eğilmeden ileri gelen gerilme gradyanlarını doğru bir şekilde temsil etmek için, yeterli zonların sağlanması gereklidir. Adhikary ve Guo (2000) tarafından rapor edilen merkezkaç modellemesinde, UDEC modeli her bir kolon boyunca dört zon gerektirmiş ve sonuçta üç düğümlü yaklaşık 20.000 üçgen ortaya çıkmıştır. Bunun aksine, Cosserat plastisite elemanları içeren bir sonlu elemanlar modeli sadece 1200 kadar sekiz köşeli izoparametrik dört kenarlı elemanlar elemanlar gerektirmiştir. İki model de laboratuvar sonuçları ile uyumlu sonuçlar vermiştir (bkz. Altbölüm 9.5).



Şekil 10.11 UDEC ile belirlenen tersine (geriye) blok devrilmesi yenilme biçimi; oklar hareket vektörlerini gösterir.

10.4.5 Fleksürel Kemerlenme Yenilmesi

Kemerlenme yenilmelerinin de (bkz. Şekil 10.13) sayısal modellerde tekrar oluşturulması zor bir işlemdir. Çünkü, kemerlenmeye dahil olan yüksek gerilme gradyanlarını temsil etmek için çok sayıda zon gereklidir. Kaya şevlerinde kemerlenmenin sayısal analizi konusundaki en kapsamlı çalışmalardan biri, tescilli sonlu elemanlar programı AFENA'yı (Carter ve Balaam, 1995) ve folyasyonlu kaya davranışını benzeştirmek için Cosserat malzeme modelini kullanan sayısal analize dayalı olarak tasarım diyagramları geliştiren Adhikary vd.'dir (2001).

10.5 Özel Konular

10.5.1 Güçlendirme

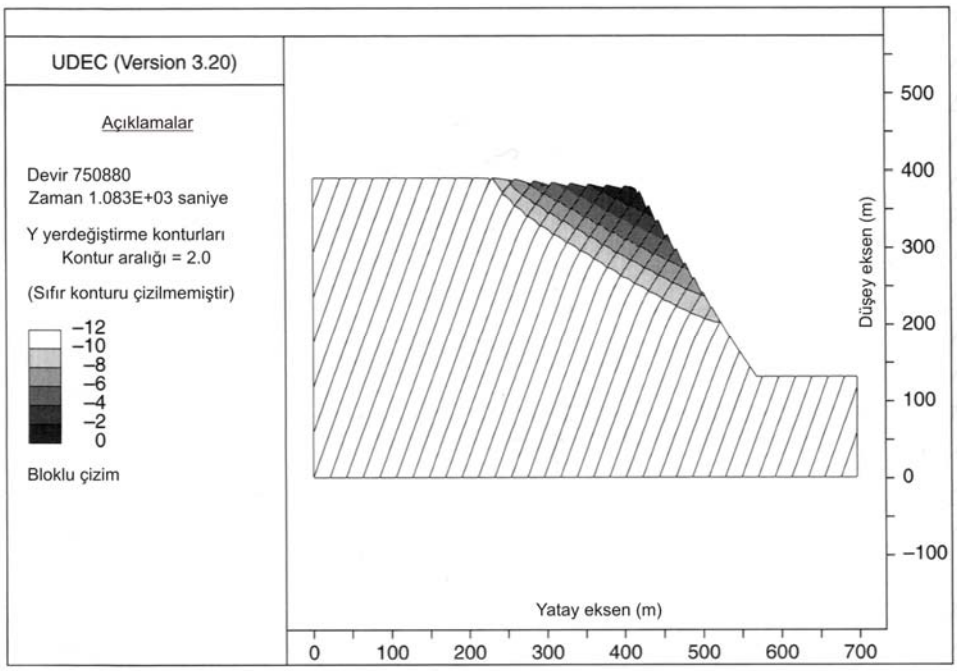
İnşaat şevlerini ve bazan da kritik maden şevlerini iyileştirmede çoğu zaman güçlendirme kullanılır. Sayısal modellerde üç farklı tip güçlendirme temsil edilebilir:

- Tamamen enjeksiyonlu kaya ankrajları (yerel güçlendirme)
- Halatlı ankrajlar ve
- Ucu ankrajlı kaya bulonları.

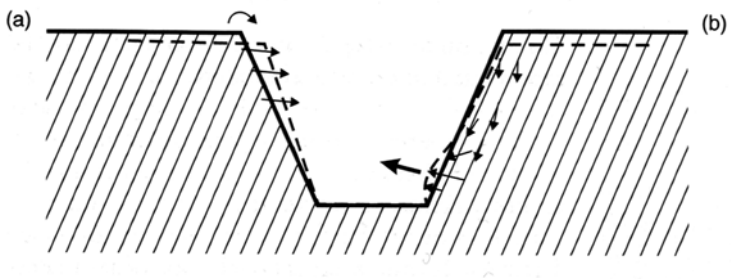
Her bir çeşit güçlendirme ile ilgili, temel özellikler aşağıda kısaca açıklanmıştır.

Yerel güçlendirme formülasyonunda, donatının sadece mevcut eklemleri kestiği yerlerdeki lokal etkisi göz önüne alınır. Bu koşul, kaya kütlesinde bir çeşit süreksizlik davranışının modellendiğini ima eder. Formülasyon, donatıdaki birim deformasyonların süreksizlik boyunca yoğunlaştığına işaret eden, tek süreksizlik içeren iyi kaliteli kayada tamamı çimentolanmış, gerdirilmemiş donatıda gözlenen laboratuvar deney sonuçlarına göre yapılmıştır (Bjurstrom, 1974; Pells, 1974; Spang ve Egger, 1990). Bu davranış, her bir zon için elemanın süreksizliği kestiği yerdeki "aktif uzunluğun" deformasyonu ile oluşan kuvvetlerin (bkz. Şekil 6.9) hesaplanmasıyla

modelde başarılabilir. Bu formülasyon, süreksizlikler boyunca donatının kesme ve eksenel davranışlarını tanımlamada basit kuvvet-yerdeğiştirme ilişkilerinden yararlanır. Büyük kesme yerdeğiştirmeleri, bir süreksizlik yakınındaki donatıda lokal olarak gelişen basit geometrik değişimleri göz önüne almak suretiyle karşılanır. Lokal güçlendirme modeli her ne kadar rijit bloklarda veya şekil değiştirebilir bloklarda kullanılabilirse de, bu temsil şeklinin en iyi uygulanabildiği durumlar, bireysel kaya bloklarının deformasyonunun donatı sisteminin deformasyonuna kıyasla ihmal edilebildiği durumlardır. Böyle durumlarda, süreksizlikler yakınındaki donatı etkisi üzerine makul derecede vurgu yapılabilir. Yerel güçlendirme modelinin orijinal tanımlaması Lorig (1985) tarafından verilmiştir.



Şekil 10.12 UDEC ile belirlenmiş fleksürel devrilme yenilme biçimi.



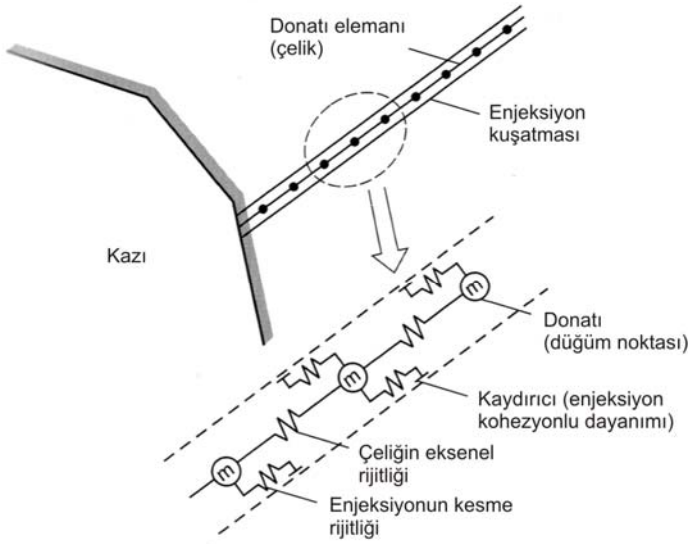
Şekil 10.13 Folyasyonlu kaya kütlesindeki şevlerin şematik temsili: (a) Fleksürel devrilme ve (b) fleksürel kemerlenme (Adhikary vd., 2001).

Kaya güçlendirmesi ile sağlanan desteği değerlendirmede iki kısıtlayıcı bileşen göz önüne alınmalıdır. Birincisi, donatının süreksizliği geçtiği yerde sağlanan kısıtlamadır. İkincisi, kazıyı çevreleyen yenilme bölgesindeki inelastik deformasyondan dolayı kırıksız kayada bulunan kısıtlamadır. Böyle durumlar, yenilen kaya ile ilgili inelastik deformasyonun ve/veya çimento ya da reçine enjeksiyonunun donatının belli bir uzunluğu boyunca makaslamada yenilebildiği halat ankrajlar gibi donatı sistemlerinin modellenmesi sırasında

ortaya çıkar. Halat elemanları, enjeksiyon malzemesi ile kablo ya da kaya arasındaki bağdan ileri gelen kesme direncinden dolayı, uzunlukları boyunca kesme direncinin modellenmesine olanak verirler. Halatın L uzunluğundaki segmentlere bölündüğü varsayılır; her bir segment ucunda düğüm noktaları bulunur. Her bir segmentin kütlesi Şekil 10.14'de görüldüğü gibi düğüm noktasında yoğunlaşır. Kesme direnci, yapısal düğümler ile, içinde düğümlerin yerleştirildiği kaya arasındaki yaylar/kaydırıcı bağlar ile temsil edilir. Ucundan ankrajlı kaya cıvataları bunlar arasında modellenmesi en kolay olanıdır. Bunlar çok basit olarak, ankrajlandığı modelin belli kesimlerine eksenel kısıtlama sağlarlar. Eksenel rijitlik aşağıdaki gibi ifade edilir:

$$K = AE / L \qquad (10.7)$$

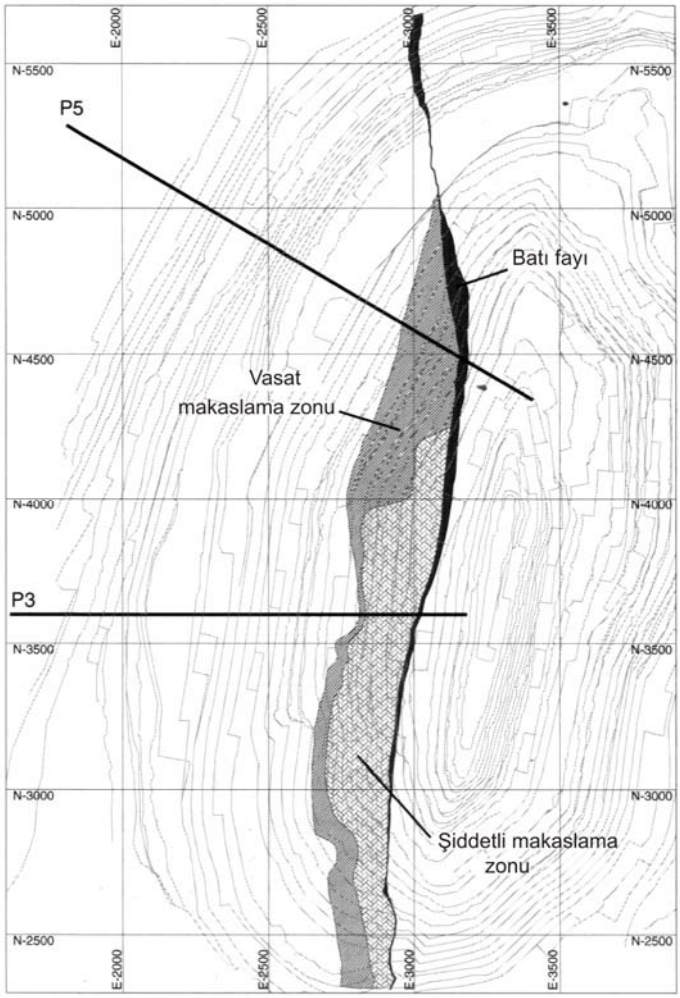
Burada, A = ankrajın kesit alanı, E = çeliğin elastisite modülü ve L = ankrajlama noktaları arasındaki mesafedir.



Şekil 10.14 Donatı çevresindeki çimentonun kesme davranışını hesaba katan, tamamen bağlanmış donatının kavramsal mekanik temsili.

10.5.2 Zamana Bağlı Davranış

Zamana bağlı davranış konusu, Chuquicamata madeninin yılda 2-4 m hızla devam eden yerdeğiştirmelerin meydana geldiği batı duvarının davranışı ile ilgili olarak açıklanmıştır. Şev davranışı, topuk yakınında bulunan devamlı bir fay ve ona bitişik makaslanmış kaya zonunun varlığından etkilenmektedir (Şekil 10.15). Bu malzemelerin deformasyonu şev yukarısında devrilme şeklinde kendini belli eder. Önceki analizlerde şevin emniyet katsayısını hesaplamak için UDEC kullanılmıştır. Ancak, yenilmenin yerinin ve yenilme biçiminin tespit edilmesinde karşılaşılan güçlükler, batı duvarı şev tasarımlarının kabul edilebilirliğini değerlendirmede diğer ölçütlerin kullanılmasını gerektirmektedir. Diğer ölçütler olarak şev yerdeğiştirmesi ve yerdeğiştirme hızları göz önüne alınmıştır. Ancak, bu ölçütler, zamana bağlı davranışı temsil edebilen malzeme modellerinin kullanılmasını gerektirmiştir. Bu tür modeller, süreksiz ortamda şev davranışını inceleyen programlarda mevcut değildir. Burada tanımlanan modelleme, makaslama zonu Mohr-Coulomb elasto-plastik model ile birleştirilmiş iki bileşenli üs yasası krip modeli ile temsil edildiği zaman, batı duvarının zamana bağlı davranışının makul derecede benzeştirilebileceğini ortaya koymaktadır. Altı yıllık süre içinde ölçülen şev hareketleri ve yerdeğiştirme değişimleri ile, iki profildeki model kestirimleri arasında bir karşılaştırma yapılmıştır (Şekil 10.16).

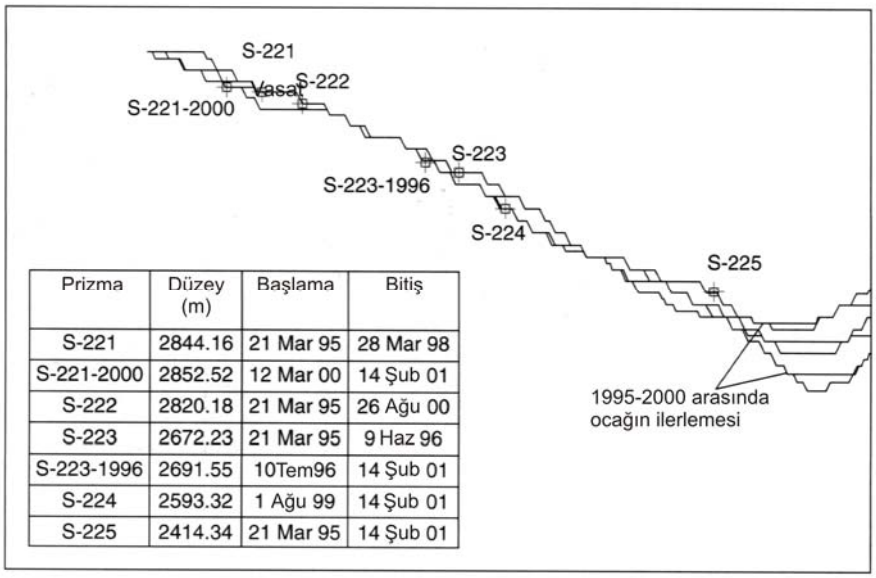


Şekil 10.15 Chuquicamata açık ocak madeninde (zamana bağlı malzeme olarak modellenen) kesme zonunu ve P3 ile P5 profillerini gösteren plan.

P3 profili N3600 maden koordinatında yer alan bir doğu-batı kesiti olup, iki sebepten dolayı batı duvarının davranışının kalibrasyonu için iyi bir kesittir. Birincisi, P3'ün yerinin batı duvarının ortasına yakın olması ve bu nedenle bu duvardaki koşulları temsil etmesidir. İkincisi, temsilci iki boyuta izin verecek şekilde, yöneliminin batı duvarına ve jeolojiye dik olmasıdır. P5 profili de, makaslama zonundaki yüksek açılı şevler Şubat 2002'de yenilmeye neden olduğu için, kalibrasyon için iyi bir kesit olmasıdır. Aşağıda açıklandığı gibi, iki profil de optik ölçümlerden gelen bilgilere göre şev hareketinin tarihçesi hakkında faydalı bilgiler sağlamaktadır.

Şev hareketi kayıtları izleme kayıtlarından elde edilmiştir. P3 profili için gözlem noktalarının yerleri Şekil 10.16'da verilmiş olup, aynı şekil üzerinde ocağın 1995-2000 yılları sonundaki pozisyonu da verilmiştir. İki profile ait optik kayıtlardan aşağıdaki önemli özellikler elde edilmiştir:

- Devrilme davranışı için karakteristik olan, düşey hareketlerden daha büyük olan yatay hareketler
- 1995 ortalarından 1999 sonuna kadar azalan yerdeğiştirme hızları ve
- P3 profilinde 1999 sonu civarında ve P5 profilinde 2000 sonunda başlayan yerdeğiştirme hızı artışları; bu dönemler, makaslama zonunun işletildiği zamanlara karşılık gelmektedir.



Prizma	Düzey (m)	Başlama	Bitiş
S-221	2844.16	21 Mar 95	28 Mar 98
S-221-2000	2852.52	12 Mar 00	14 Şub 01
S-222	2820.18	21 Mar 95	26 Ağu 00
S-223	2672.23	21 Mar 95	9 Haz 96
S-223-1996	2691.55	10Tem96	14 Şub 01
S-224	2593.32	1 Ağu 99	14 Şub 01
S-225	2414.34	21 Mar 95	14 Şub 01

Şekil 10.16 P3 profilinde hareket izleme noktalarının yerleri (P3 profilinin lokasyonu için bkz. Şekil 10.15).

P3 ve P5 profilleri için UDEC modelleri Şekil 10.17 ve 10.18'de verilmiş olup, özellikleri aşağıda verilmiştir.

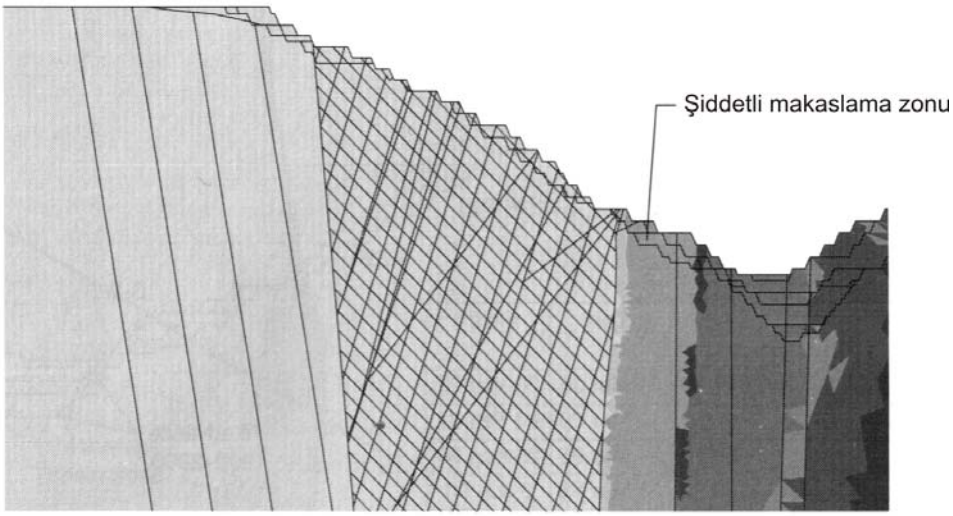
- Makaslama zonu hariç, tüm birimlerin makaslama davranışı iki eğrili Mohr-Coulomb yenilme yüzeyi ile birlikte bir elasto-plastik model ile temsil edilmiştir. İki eğrili modelde Hoek-Brown yenilme yüzeyi yaklaşık olarak temsil edilir ve doğrusal olmayan Hoek-Brown yenilme zarfına göre kullanımı daha kolaydır.
- Faylar ve diğer süreksizlikler modelleme doğrudan dahil edilmişlerdir. Baskın eklem yapısı makaslama zonunun şev yukarısında bulunan Granodiorita Fortuna'da her tarafta bulunan dolaylı bir eklem modeli olarak dahil edilmiştir.
- Su basınçları MINEDW programından (Hydrologic Consultants Inc. tarafından geliştirilen üç boyutlu sonu elemanlar programı) alınmış ve yıllık aralıklarla UDEC modeline aktarılmıştır.
- Litolojik birimler Chuquicamata'nın blok modelinden elde edilmiş ve yakın geçmişte geliştirilen bir aktarma algoritması ile UDEC içine koyulmuştur.
- Hidrostatik yerinde gerilmeler varsayımla tayin edilmiştir. Deviyatör bileşenli başlangıç yerinde gerilmeleri (doğru olmadığı düşünülen bir koşul olan) madencilik öncesi başlangıç koşulları altında kripe neden olmuştur.
- Makaslama zonundaki büyük deformasyonlardan kaynaklanan iyi tanımlanmamış zon geometrisi ile ilgili problemlerden kaçınmak için, küçük deformasyon mantığı kullanılmıştır.

Krip davranışının Batı Fayı'nın hemen batısında bulunan makaslama zonu içinde yoğunlaştığı düşünülmektedir. Burada açıklanan modelde makaslanan kayanın davranışı, visko-elastik iki bileşenli Norton Üs Yasası modeli davranışı ile Mohr-Coulomb elasto-plastik modeli birleştiren bir visko-elastik model kullanılarak temsil edilmiştir. Norton Üs Yasası'nın standart şekli (Norton, 1929) aşağıdaki gibidir:

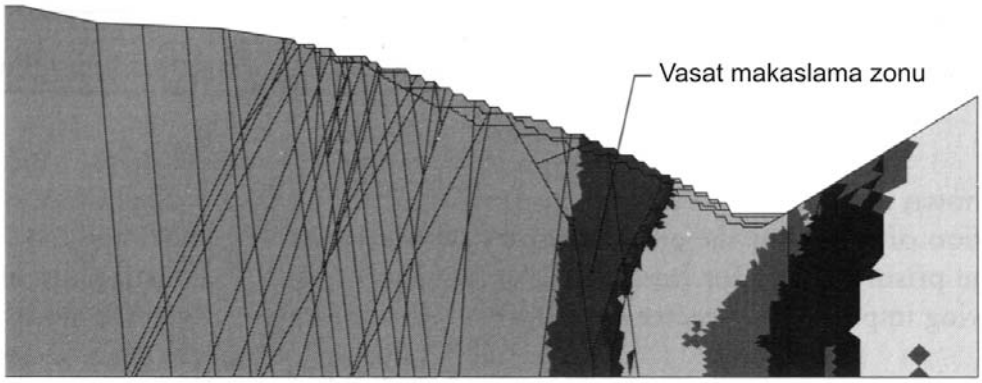
$$\varepsilon_{cr} = A\sigma^{n} \tag{10.8}$$

$$\sigma = \left(\frac{3}{2}\right)^{1/2} (\sigma_{ij}^{d}\sigma_{ij}^{d})^{1/2} \tag{10.9}$$

Burada, ε_{cr} = krip hızı, $\sigma_{ij}^{d} = \sigma_{ij}$'nin deviyatorik kısmı ve A ile n de kalibrasyonla bulunan malzeme özellikleridir.



Şekil 10.17 P3 profilinin litoloji, süreksizlikler ve yıllık ocak geometrileriyle birlikte UDEC modeli.

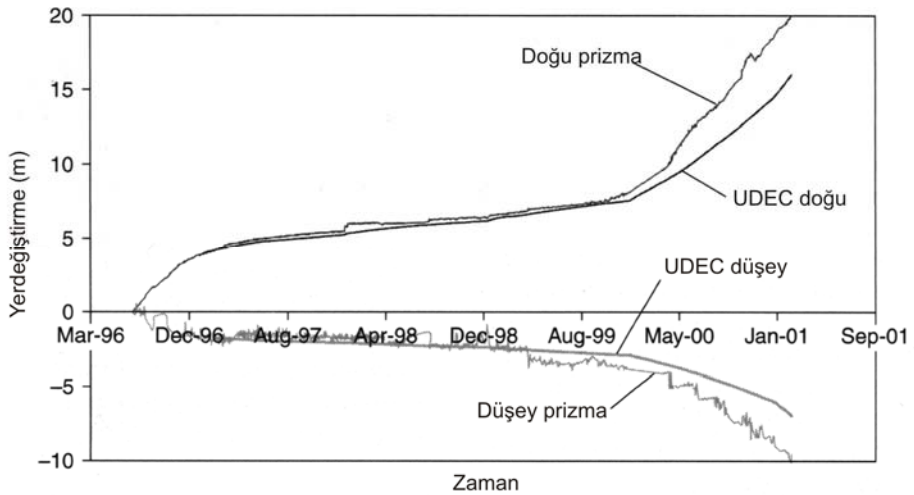


Şekil 10.18 P5 profilinin litoloji, süreksizlikler ve yıllık ocak geometrileriyle birlikte UDEC modeli (P5 profilinin yeri için bkz. Şekil 10.15).

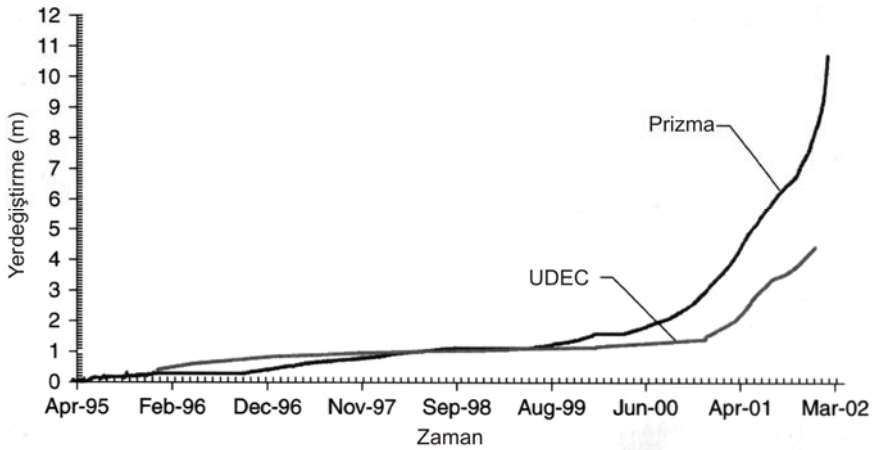
Modelleme 1996'dan 2002'ye kadar olan süreyi temsil eden koşullar için yapılmıştır. Model başlangıçta Ocak 1996'yı temsil eden koşullar altında dengeye getirilmiştir. Bu noktada krip modeli devreye sokulmuş ve bir yıllık benzeştirim zamanı için koşturulmuştur. İzleyen her bir yıl için yeni su basınçları ve şev geometrisi takdim edilmiş ve model diğer bir yıllık benzeştirim süresi için çalıştırılmıştır.

Kalibrasyon işlemi, optik kayıtlar ile sayısal sonuçlar arasında makul bir uyum elde edilene kadar üs yasası parametrelerini ayarlamak suretiyle gerçekleştirilmiştir. P3 ve P5 için temsilci sonuçlar Şekil 10.19 ve Şekil 10.20'de verilmiştir. P5'deki yerdeğiştirmede ani düşüş, şevin üst kısmında yenilmeye neden olmuştur.

Burada verilen analizlerde krip davranışının deviyatorik gerilme ortaya çıkar çıkmaz başladığı ve gerilme durumunun hidrostatik olmadığı varsayılmıştır. Ancak, krip davranışının eşik bir deviyatör gerilmeye erişildikten sonra başlaması daha olasıdır. Buna dair kanıtlar, deviyatör gerilmeleri içeren ölçümler yoluyla gösterilen madencilik öncesi gerilme durumunu inceleyerek elde edilebilir. Madencilik öncesi koşulda krip davranışı için bir kanıt bulunmamıştır. Bu nedenle, altında krip davranışının olmadığı bir eşik deviyatör gerilme bulunduğu sonucuna varılabilir.



Şekil 10.19 P3 profili için S-223 gözlem noktasından elde edilen hareket kayıtları ile UDEC sonuçlarının karşılaştırılması; *A* = 1e–23 ve *n* = 2,5 [(10.8) ve (10.9) denklemleri].



Şekil 10.20 P5 profili için kaydedilmiş gerçek hareket ile UDEC sonuçlarının karşılaştırılması; *A* = 1e–24 ve *n* = 2,5 [(10.8) ve (10.9) denklemleri].

10.5.3 Dinamik Analiz

Dinamik analizdeki geleneksel yaklaşımlar, bir depremin etkilerinin sabit yatay ve/veya düşey ivmelerle temsil edildiği psödo-statik yaklaşıma dayanmaktadır. Psödo-statik yaklaşımın sismik şev duraylılığına doğrudan ilk uygulaması Terzaghi'ye (1950) atfedilmektedir. Yatay ve/veya düşey ivmelerin uygulanması sınır denge analizleri ve benzer şekilde sayısal yöntemler yoluyla yapılabilir. Psödo-statik analiz analizlerin sonuçları, Altbölüm 6.5.4'de açıklanan sismik katsayının değerine bağlıdır. Uygun psödo-statik katsayıların tayininde ve gelişen sayısal modellerle ilişkili olarak psödo-statik emniyet katsayısının yorumlanmasında karşılaşılan güçlükler, sismik şev duraylılık analizleri için psödo-statik yaklaşımın kullanımına alternatiflerin ortaya çıkmasına neden olmuştur. Altbölüm 6.5.5'de tartışılan Newmark yöntemine ek olarak sayısal yöntemler, sismik etkilerden kaynaklanan kalıcı şev deformasyonlarının hesaplanmasına olanak verirler.

Kalıcı deformasyonları hesaplamada sonlu elemanlar ve sonlu farklar yönteminin ikisi de kullanılabilir. Tipik analizler, modelin

tabanına bir sismik kayıt uygulanmasını ve modelde dalga yayılmasını içerirler. Eklem davranışı veya kaya kütlesi davranışı ile temsil edilmeyen gerçek enerji kayıplarını hesaba katmak için bazan küçük miktarlarda sönümlenme uygulanır.

Açık ocakların sismik yükler altında büyük ölçekli yenilmesine dair kaydedilmiş bir olay bulunmasa da, depremler sırasında doğal yamaçların yenilmesine dair çok sayıda örnek vardır (bkz. Altbölüm 6.5.1). Açık ocaklarda şiddetli sarsıntı sırasında kaya düşmesini içeren küçük ölçekli yenilmeler ile basamak boyutundaki yapısal kontrollü yenilmeler olabilir. Bu tür yenilmelerin işletme için tehlike oluşturduğu yerlerdeki tedbirler çoğu zaman uygun yakalama sekilerinin inşası şeklindedir.

Bölüm 11

Patlatma

11.1 Giriş

Kaya şevlerin kazısı genellikle patlatma içerir. Kaya şev mühendisliği üzerine yazılan bu kitapta patlatma konusu üzerinde durulması uygun olacaktır. Kayanın patlayıcılarla parçalara ayrılması kendi alanında önemli bir konu olup, esasları bazı mükemmel kitaplarda ele alınmıştır (Langefors ve Kihlstrom, 1973; Hemphill, 1981; CIL, 1984; Du Pont, 1984; FHWA, 1985; Atlas Powder Co., 1987; Persson vd., 1993; ISEE, 1998; Oriard, 2002).

Patlatma işlemlerinin sorumluluğu ve tasarımı proje tipine göre değişir. Madenlerde, bazan patlayıcı firmasının temsilcilerinin de içinde yer aldığı, patlayıcı işlemlerinin tamamından sorumlu ayrı bir bölüm bulunur. Bu uygulama, patlatmanın sıkça yapıldığı ve yerel koşullarla ilgili olarak deneyimlerin fazla olduğu yerler için daha uygundur. Bu yaklaşım, patlatma tasarımlarının jeolojide ve ekipman operasyonlarının optimizasyonundaki değişimler gibi faktörleri karşılayacak şekilde ayarlanmasına olanak verir. Bir açık maden ocağında patlatma için gerekli başlıca şartlar, kazı işlemi için uygun şekilde parçalara ayrılmış bir kaya yığınının üretilmesi ve nakliye ekipmanıdır. Ayrıca, fırlayan kayanın kontrol edilmesi halinde, patlatmadan önce ve sonraki ekipman hareket sayısı asgariye indirilir. Patlatma ile ilgili bir başka şart da, nihai yüzeylerin kazılması sırasında kayada oluşan hasarın ve şev duraysızlığının asgariye indirilmesidir. Üretim patlatma yöntemleri Altbölüm 11.3'de ele alınmıştır.

Madencilik operasyonlarının aksine, inşaat projelerindeki patlatma genellikle yüklenicinin sorumluluğu altında olup, mülk sahibi adına temsilcinin başlıca görevi arzu edilen sonuçların üretilip üretilmediğinin kontrol edilmesidir. Başka bir deyişle; yapılan iş, istenen sonuçların belirlendiği performans tipi sözleşme şartları altında gerçekleştirilse de, bunları yerine getirme yöntemleri yükleniciye bırakılır. Bu durum, prosedürler ve sonuçlar gözden geçirilebilecek şekilde ve (gerektiğinde) değişikliklerin yüklenici ile istişare edilebilecek biçimde, mülk sahibinin patlatma yöntemlerini anlamasını gerektirir. Mülk sahibi ayrıca, patlatma ile ilgili çoğu kanun ve yönetmeliğin gerektirdiği gibi, her bir patlatmaya ait kayıtların doğru bir şekilde tutulmasından da sorumludur. Kayıtların bir diğer faydası da, elde edilen sonuçlar ile kullanılan yöntemlerin ilişkilendirilmesi ve maliyetin kontrol edilmesidir.

İnşaat yapılarındaki kaya kazılarında oluşturan şev yüzeylerinin genellikle uzun süre duraylı kalması gerekir; ayrıca, kazı hacmini azaltma ve arazi kullanımı açısından da olabildiğince dik olması istenir. Bu iki gereklilik birbiriyle çelişse de, şev yüzeyi arkasındaki kayada olası en küçük hasarı veren bir patlatma yöntemi kullanılmak suretiyle yarmaların duraylılığı iyileştirilir; maksimum şev açısı arttırılır. Altbölüm 11.4'de "kontrollü patlatma" genel terimi içine dahil edilen, patlatma hasarını azaltma yöntemleri tanımlanmıştır.

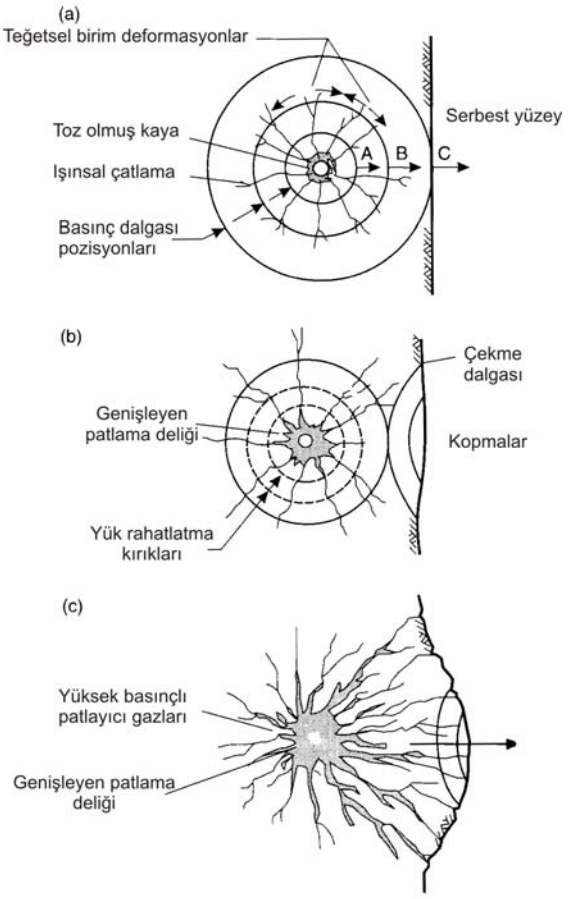
Kentsel veya endüstriyel alanlarda patlatma yaparken, konutlarda ve diğer hassas yapılarda oluşabilecek hasarı kontrol altına almak için bazı önlemler gereklidir. Altbölüm 11.5'de patlatma titreşimlerinden kaynaklanan yapısal hasarın kontrolü ile birlikte fırlayan kaya, hava basıncı ve gürültüyü asgariye indirmeye dair yöntemler tanımlanmıştır.

11.2 Patlayıcılarla Kaya Çatlatma Mekanizması

Kayanın patlayıcılarla çatlatılmasını sağlayan mekanizma, üretim patlatması veya kontrollü patlatmadan hangisi olursa olsun, patlatma paternlerinin tasarımı için esastır. Ayrıca, civardaki yapılarda oluşan hasar ve insanlara verdiği rahatsızlık ile de ilişkilidir. Bu mekanizmanın tanımlaması aşağıda verilmiştir (FHWA, 1991; Hagan, 1992; Persson vd., 1993; Oriard, 2002).

Bir patlayıcı ateşlendiği zaman, saniyenin birkaç milisaniye gibi bir süre içinde yüksek sıcaklığa ve yüksek basınçlı gaza dönüşür. Bunlar bir delik içinde geliştiği zaman, çabuk gelişen reaksiyonun patlayıcı deliğindeki kaya üzerine uyguladığı basınç 18.000 atm'ye kadar çıkabilir. Bu enerji, hızı 2000-6000 m/s'ye kadar çıkan basınç birim deformasyon dalgaları şeklinde çevre kayaya aktarılır.

Birim deformasyon dalgası patlatma deliğini çevreleyen kayaya girerken, iki patlayıcı çapı kadar mesafedeki malzeme (bu sert kaya için olup, yumuşak kayada daha fazladır) basınç ile ezilir [Şekil 11.1(a)]. Basınç dalgası cephesi genişlerken, gerilme düzeyi süratle kayanın dinamik basınç dayanımı altına düşer ve bu tozlaşma zonu dışında kaya, teğetsel çekme gerilmelerinin ortaya çıkmasına neden olan şiddetli ışınsal basınca maruz kalır. Bu gerilmelerin kayanın dinamik çekme dayanımını aştığı yerlerde ışınsal çatlaklar oluşur. Bu çatlakların yayılım derecesi, patlayıcıda mevcut enerjiye ve kayanın dayanım özelliklerine bağlı olup, patlayıcı delik çapının 40-50 misli mesafede olabilir. Basınç dalgası kayadan geçerken, kayanın konsantrik kabukları ışınsal genişlemeye maruz kalır ve bunun sonucunda patlatma deliğinin yakın civarında teğetsel yük rahatlaması kırıkları oluşur. Bu konsantrik kırıklar silindirik yüzeyleri takip ederler ve daha sonra serbest yüzeye doğru giderek yaklaşırlar. Basınç dalgası serbest yüzeye ulaştığı zaman, çekme birim deformasyon dalgası olarak geri yansır. Yansıyan çekme dalgasının yeterince güçlü olması halinde, herhangi bir serbest yüzeyden patlatma deliğine doğru "kavlama" gelişir. Bu durum kayanın yükünün boşaltılmasına neden olur ve daha önce oluşan ışınsal kırıkları genişletir [Şekil 11.1(b)]. Kayanın çekme dayanımı basınç dayanımından çok düşük olduğundan, yansıyan birim deformasyon dalgası kayayı çatlatmada özellikle etkilidir.



Şekil 11.1 Patlayıcılarla kayanın kırılma mekanizması.

Birim deformasyon dalgası enerjisinden dolayı çatlak oluşum süreci patlatmadan sonra tipik olarak örtü içinde 1-2 ms içinde gelişirken, patlayıcı gazların birikmesi 10 ms gibi bir süre içinde gelişir. Işınsal genişlemeden ve basınç dalgalarının yansımasından dolayı kayanın yükü azalırken, genişleyen gazların birim deformasyon dalgasıyla oluşturulan kırıkları kamalama ile açması ve kaya kütlesini itmeye başlaması mümkün olur [Şekil 11.1(c)]. Bu aşama, kuyu etrafında bir dom oluşumu ile

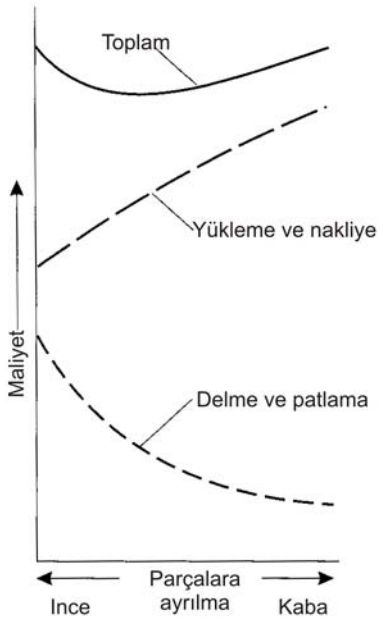
karakterize edilir. Genişleyen gazların kabarma ve itme etkilerinden dolayı kamalama eylemi devam ederken kaya kütlesinin serbest yüzeye doğru zorlanması sırasında keme yenilmesinden dolayı çok daha fazla çatlaklanma meydana gelir. Çok fisürlü kayalarda parçalara ayrılma ve göçük kaya gevşekliği çoğu zaman genişleyen gazlardan ileri gelir.

Önceki paragrafta tanımlanan süreç ile sağlanan parçalara ayırma işlemi patlayıcıların delik içinde yerleştirilme şekline, deliklerindeki patlayıcı maddelerin eşleşmesine, örtü mesafesine ve patlatma sıralamasına ileri derecede bağlıdır. Başka bir deyişle, patlayıcının tıpalama ile yerleştirilme işlemi yeterli değilse, patlayıcı deliklerinde enerjinin bir kısmı kaybolur ve yetersiz bir patlayıcı/kaya eşleşmesi birim deformasyon enerjisinin kaya kütlesine zayıf bir şekilde aktarılmasını sağlar. Ayrıca, aşırı örtü kalınlığı boğulmaya ve kayanın hareket kabiliyetinin zayıf olmasına neden olurken, yetersiz örtü kalınlığı da patlayıcı enerjisinin israf olmasına ve patlatılan kayanın aşırı derecede fırlatılmasına sebep olur. En iyi sonuçlar, bireysel patlatma deliklerindeki etkili bir rötarın efektif örtüyü azaltmak suretiyle serbest yüzeylerin maksimum gelişimini ve bunlardan yararlanılmasını sağladığı zaman elde edilir. Bu durum, kayanın serbest yüzeye doğru hareket etme özgürlüğü kazanmasını sağlar ve civar kayadaki hasarı azaltır (bkz. Altbölüm 11.3).

Yüzey arkasındaki kayada oluşabilecek hasarı engellemek için, patlayıcı enerjisinin azaltılması ve deliklerdeki patlayıcıları aralıklı yerleştirmek suretiyle, son sıradaki deliklerin etrafındaki ezilmiş kaya ve ışınsal çatlama kontrol edilir (bkz. Altbölüm 11.4, Kontrollü Patlatma). Şok dalgaları kaya kırılma sınırını geçip civar kaya içine doğru ilerlerken, kaya içinde ve yer yüzeyinde titreşimler oluşturur. Patlatma noktasına yakın olan ve bu dalgaların içinden geçebileceği yapılar, yer hareketinden ileri gelen dönme ve sallama etkisiyle hasar görebilir. her bir rötardaki patlayıcı ağırlığını azaltmak suretiyle hasar kontrol edilebilir (bkz. Altbölüm 11.5).

11.3 Üretim Patlatması

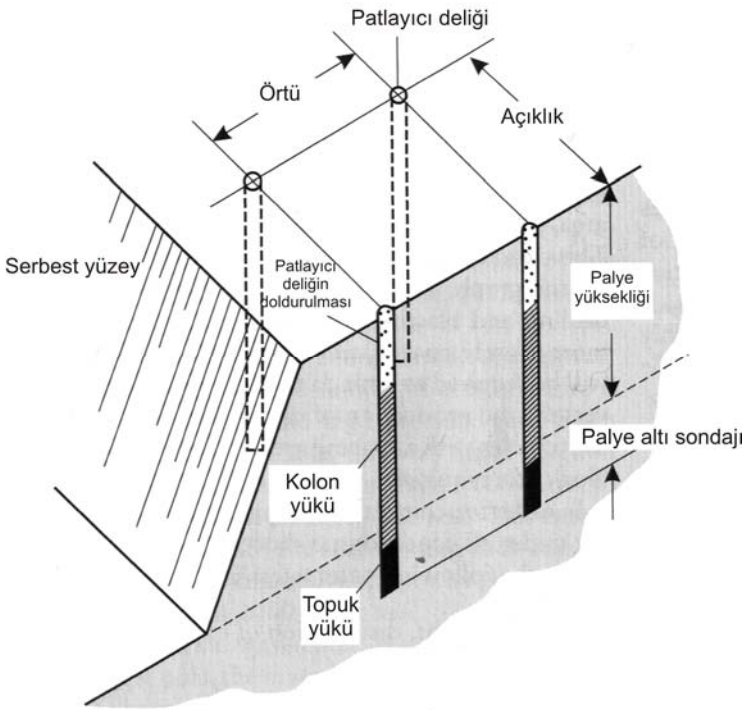
Patlayıcıların kullanıldığı kaya kazılarının temel ekonomisi Şekil 11.2'de sunulmuştur (Harries ve Mercer, 1975). Kazı alanı etrafına saçılmamış parçalı ve gevşek göçük kaya üretimi yükleme ve taşıma işlemlerini kolaylaştırır. Bu koşul, grafikte en düşük toplam maliyet noktası olarak işaretlenmiştir. Ancak, nihai yüzeye yakın yerde kayadaki hasarı sınırlamak için daha yakın aralıklı yerleştirilmiş ve dikkatlice doldurulmuş delikler gerekeceğinden, delme ve patlatma maliyetleri artacaktır. Bunun aksine, riprap üretimi için delikler arası mesafe gerekli blok boyutundan büyük olmalıdır.



Şekil 11.2 Parçalara ayırmanın delme, patlatma, yükleme ve taşıma üzerine etkisi.

Tüm koşullarda optimum patlatma sonuçları elde etmek için, aşağıdaki parametreler gereklidir:

1. Patlayıcının çeşidi, ağırlığı, dağılımı
2. Kayanın doğası
3. Seki yüksekliği
4. Patlayıcı delik çapı
5. Örtü
6. Açıklık



Şekil 11.3 Palye patlatma terimlerinin tanımı.

7. Alt sondaj derinliği
8. Tıpalama
9. Patlayıcıların ateşlenmesi için başlatma sıralaması ve
10. Toz faktörü.

3-8 numaralı faktörler Şekil 11.3 üzerine sunulmuş olup, bu altbölümde üretim patlatmalarının tasarımında kullanılan parametreleri hesaplamak için gerekli prosedürler tanımlanmıştır. Buradaki açıklamalar Dr. D. J. Konya'nın (FHWA, 1991) çalışmasından alınmıştır. Aşağıdaki altbölümlerde patlatma parametrelerini tanımlamak üzere verilen denklemlerin sadece kılavuz niteliğinde olduğuna; gerekli olduğu durumlarda yerel koşullara uyum için değiştirilmesi gerektiğine dikkat edilmelidir.

11.3.1 Patlayıcı Özellikleri

Bir patlayıcının dayanımı, belirli bir ağırlık veya hacimdeki patlayıcının yaptığı işin bir ölçütüdür. Bu dayanım bir mutlak birim ile ifade edilebileceği gibi, standart bir patlayıcıya ayarlı bir oran şeklinde de belirtilebilir. Patlayıcıların yığınsal dayanımı genellikle yığınsal değeri keyfî olarak 100 tayin edilen ANFO'ya göre ilişkilendirilir. ANFO, 0,5 mm çaplı küresel amonyum nitrat partikülleri ile %5,5 oranında fuel oilden oluşan patlayıcıları tanımlamada yaygın olarak kullanılan bir terimdir.

Bir patlayıcının dayanımı ile ilgili bir ölçüt, ateşleme hızıdır (VOD); hız ne kadar büyük ise, parçalanma etkisi de o kadar büyüktür. Ancak, belirli bir amaç için patlayıcı seçerken göz önünde bulundurulması gereken diğer faktörler; patlayıcı dayanımı, yoğunluk ve sıkıştırılabilme derecesidir. Tablo 11.1'de farklı sınıflara ait patlayıcılar için ateşleme hızları, özgül ağırlıklar ve suya dayanıklılık durumları verilmiştir.

Patlayıcı dayanımı ağırlık ve yığınsal dayanımlar ile tanımlanır. Dayanımları farklı patlayıcılar kullanıldığı zaman ve, patlayıcılar ağırlık cinsinden satıldığı için, patlayıcıların maliyeti karşılaştırıldığı zaman, ağırlık dayanımlarının kullanılması daha faydalıdır. Göreceli yığın (veya hacim) dayanımının (RBS) ağırlık dayanımı ile ilişkisi özgül ağırlık

yoluyla olup, belirli bir patlayıcı enerjisi içermesi gereken patlayıcı deliğinin hacminin hesaplanmasında bu değer çok önemlidir. Yüksek yığınsal dayanım, istenen patlayıcı miktarı için daha küçük delik kapasitesi gerektirir.

Tablo 11.1 Patlayıcı ürünlerinin tipik özellikleri.

Patlayıcı çeşidi	*Yoğunluk* (g/cm^3)	*VOD* (m/s)	*Göreceli yığınsal dayanım** (ANFO=100)	*Suya dayanım*
Paketli, ateşlemeye duyarlı emülsiyonlar	1,12 – 1,2	4600 – 5200	115 – 170	Mükemmel
Paketli, itmeye duyarlı emülsiyonlar	1,24 – 1,26	4300 – 5050	125 – 155	Mükemmel
Su jöleleri	1,20	4785	129	Mükemmel
Dinamitler	1,2 – 1,42	3350 – 5600	170 – 130	İyi-mükemmel
Duvar kontrol dinamitleri	0,75 – 1,3	1650 – 2600	76 – 114	İyi-kötü
İticiler	1,34 – 1,6	5600 – 7900	167 – 280	Mükemmel
ANFO	0,84	4000	100	Hiçbiri
Yığın emülsiyonlar	1,25	5200 – 5500	120 – 150	Mükemmel

Not
* Göreceli yığınsal dayanım (RBD) bir patlayıcının birim hacmi başına teorik kimyasal enerji ile RBS değeri 100 olarak tayin edilen ANFO arasında bir karşılaştırmadır.

Bir patlayıcının duyarlılığı; şarjın ateşlenme yöntemi, şarjın minimum çapı ve patlayıcının çekip çevrilme güvenliği ile tanımlanan bir özelliktir. Çok hassas patlayıcılar küçük çaplı şarjlar şeklinde kullanıldıklarında patlarlar; nispeten düşük dayanımlı bir ateşleyici ile de patlatılabilirler. Patlayıcının hassasiyeti azaldıkça şarjın çapı ve itici/ateşleyici enerjisi arttırılmalıdır.

Tablo 11.1'de patlayıcıların ana sınıflarının tipik özellikleri hakkında bilgi verilmiştir. her bir patlayıcı sınıfının patlayıcı deliğinin boyutu, suyun varlığı ve fırlayan kaya ile gürültüyü önleme gibi spesifik uygulamalara ve koşullara uygun bir dizi özelliği vardır. Meselâ, ANFO ve yığın emülsiyonlar açık maden ocakları ve taş ocaklarında büyük ölçekli patlatmalarda kullanılırken, su jöleleri ve dinamitler daha küçük inşaat projelerinde kullanılmaktadırlar. Ayrıca, Şekil 11.3'de görüldüğü gibi, ana patlayıcı olarak ANFO kullanıldığı zaman, kuyunun alt ucunda ("topuk yükü") daha yüksek dayanımlı bir patlayıcı kullanılması gerekir. Topuk yükünün fonksiyonu hem ANFO'nun tamamın patlatılmasını sağlamak hem de kayanın en çok çevre kuşatması altında bulunduğu yer olan seki tabanındaki kayayı kırmaktır.

11.3.2 Palye yüksekliği

Seki yükseklikleri genellikle sahanın geometrisine göre belirlenir; kazı derinliği yaklaşık 8 m olduğu zaman tek seki kullanılır. Daha büyük inşaat projelerinde ve açık maden ocakları ile taş ocaklarındaki operasyonlarda çoklu sekiler kullanılır. Bu operasyonlarda delme ve patlatmanın genel maliyet etkinliğini en yüksek düzeye çıkarmak için, optimum seki yüksekliğinin seçiminde doğru bir delme ve yükleme ekipmanı kombinasyonu gereklidir. Ayrıca, hasar riskini veya yüzeyin göçmesi durumunda yaralanmayı en aza indirmek için, kazı ekipmanının erişebileceği maksimum yükseklik ile ilişkili olarak, yönetmelikler seki yüksekliğini sınırlayabilir. Seki yüksekliğini seçmede göz önüne alınması gerekli faktörlerden bazıları aşağıda verilmiştir:

(a) Optimum patlayıcı delik çapı seki yüksekliği ile artar. Genelde, patlayıcı delik çapındaki bir artış, delme maliyetlerini azaltır.
(b) Düşey patlayıcı delikleri ve eğimli seki yüzeyi için, seki yüksekliği artarken, ön sıra topuk örtüsü çok fazla olabilir. Sekilerde küçük çaplı patlayıcı

deliklerinin açıldığı yerlerde patlayıcı deliklerinin (en azından ön sırada) açılı olması gerekebilir.

(c) Daha yüksek sekilerde delme doğruluğu daha kritik bir hal alır. Deliklerin ve nihai yüzeyin kesin bir doğrultuda olmasının istendiği durumlarda maksimum seki yüksekliği genellikle 8-9 m ile sınırlıdır.

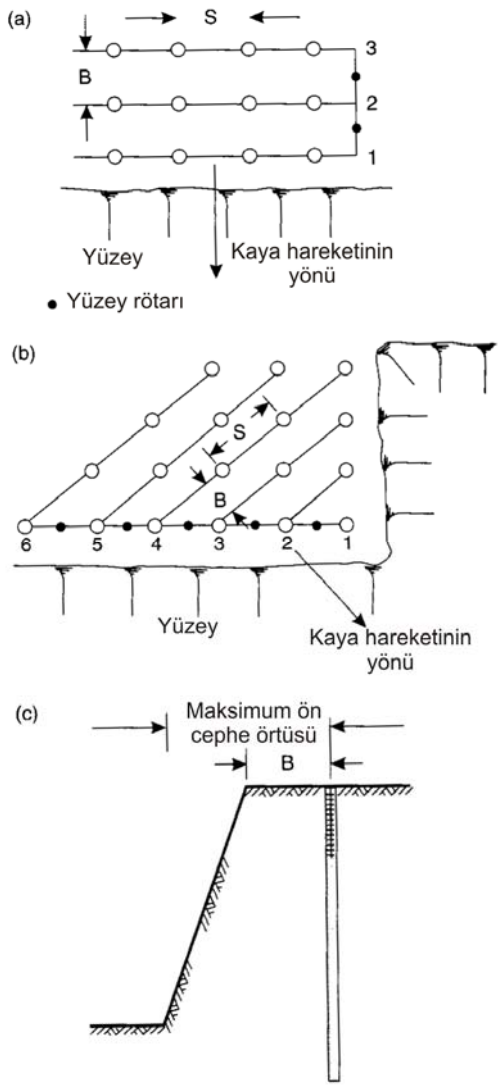
11.3.3 Örtü

Efektif örtünün (deliklerin sırası ile en yakın serbest yüzey arası mesafenin) parçalara ayrılma üzerine etkisi Altbölüm 11.2'de tanımlanan kaya çatlama mekanizması ile ilişkilidir. Patlamanın en etkili olduğu durum, şok dalgasının bir serbest yüzeyden çekme dalgası olarak yansıdığı ve kayanın da iyi parçalanmış bir göçük kaya oluşturacak şekilde kırılıp yerdeğiştirdiği durumdur. Bu etkinlik büyük ölçüde doğru örtü kalınlığı seçimine bağlıdır. Örtünün çok ince olması durumunda ışınsal çatlaklar serbest yüzeye erişir; patlama gazlarının bu kırıklardan dışarı çıkmasıyla etkinlik azalır ve kaya fırlaması ile hava basıncı problemleri ortaya çıkar. Örtünün çok kalın olduğu ve şok dalgasının serbest yüzeyden yansımadığı durumda patlama boğulur ve sonuçta kötü bir parçalanma ile birlikte genel etkinlik kaybı ortaya çıkar.

Seki yüksekliği (H) ile örtü (B) arasındaki ilişki "rijitlik oranı" (H/B) cinsinden ifade edilebilir. Bu oran, örtü yaklaşık seki yüksekliğine eşit olacak şekilde düşük ise; patlatma ileri derecede hapsedilmiş olur ve sonuçta önemli boyutta geri-kırılma, hava basıncı, kaya fırlaması ve titreşim ortaya çıkar. Bunun aksine, $H/B > \sim 4$ ise, sıkıştırma çok küçüktür ve patlayıcı gazları serbest yüzeyden çıkar; yine hava basıncı ve kaya fırlaması problemleri söz konusudur. İyi sonuçların, rijitlik oranı 3 ile 4 arasında olduğu zaman ya da,

$$B = 0{,}33 \times H \quad \text{ile} \quad 0{,}25 \times H \qquad (11.1)$$

arasında olduğu zaman elde edildiği bulunmuştur. (11.1) eşitliğinden hesaplanan örtü mesafesi sadece patlayıcı deliği paternine bağlı olmayıp, aynı zamanda ateşleme sıralamasına da bağlıdır. Şekil 11.4(a)'da görüldüğü gibi, yüzeyden itibaren sıralar halinde patlatılan kare şekilli bir patlayıcı deliği paterni, yüzeye paralel sıralar arasındaki açıklığa eşit bir etkili örtü verir. Diğer taraftan, *kademeli* olarak ateşlenen özdeş bir patlayıcı delik paterninin verdiği örtüler ve açıklıklar farklı olup, açıklık/örtü oranı 1'den büyüktür [Şekil 11.4(b)].



Şekil 11.4 Patlayıcı delik açıklığı (S) ve örtünün (B) tanımları: (a) Kare şekilli bir patlatma paterni için örtü ve açıklık; (b) *kademeli* patlatma paterni için örtü ve açıklık; (c) yüzey açısının ön sıra örtüsü üzerine etkisi.

Bir patlamayı tasarlamada önemli bir faktör, ön sıra örtüsünün seçimidir. Bu sıra ateşlendikten ve etkin şekilde kırıldıktan sonra, bir sonraki sıra için yeni bir serbest yüzey oluşur ve bu işlem son sıra ateşlenene kadar devam eder. Düşey patlatma deliklerinin kullanılması ve seki yüzünün de eğimli olması halinde, ön sıra örtüsü derinlikle birlikte artar [Şekil 11.4(c)]. Deliklerin ön sırasında yüksek enerjili taban yüklemesi yapılmak suretiyle bu değişime olanak verilebilir. Alternatif olarak, daha üniform bir örtü elde etmek için, patlayıcı deliğinin eğimli olması sağlanabilir. Serbest yüzey düz olmadığı zaman, örtüyü kabul edilebilir sınırlara indirmede kolaylaştırıcı deliklerin kullanılması önerilir.

Çok sıralı patlatmalarda patlatmanın gerisine doğru yer alan sıralar giderek daha fazla kuşatma altında olurlar; buna göre, parçalara ayrılma derecesi azalabilir. Üçüncü ve sonraki sıraların örtüsünü 0,9 faktörü ile azaltmak suretiyle bu etki düzeltilebilir.

11.3.4 Patlayıcı Delik Çapı

İnşaat projelerindeki patlayıcı deliklerinin çapları, elle delinen delikler için yaklaşık 40 mm'den itibaren havalı-paletli delicilerde 100 mm'ye ve paletli delicilerde 200 mm'ye kadar çıkabilir. Bu delme işlemlerinin hepsi de darbeli-dönel olup, sıkıştırılmış hava ile çalışırlar. Açık maden ocaklarında dönel trikon matkaplarla 600 mm'ye kadar çapta delikler açabilen, elektrikle çalışan dönel sondaj makineleri kullanılmaktadır (ADI, 1996).

Persson (1975) delme ve patlatma maliyetinin artan kuyu boyutuyla birlikte azaldığını göstermiştir. Bunun nedeni, kuyunun çapının karesi ile birlikte kuyu hacminin artması ve aynı hacimdeki patlayıcının daha az sayıdaki deliklere yüklenmesidir. Bu tasarruf, daha fazla konsantre olan patlayıcının ürettiği daha büyük kaya parçalanma derecesi ile dengesizleşir; patlayıcının daha konsantre olmuş bu kullanımı sonuçta şevlerin daha az duraylı olmasına ve kazı ekipmanlarının kaldırabileceğinden daha büyük kaya parçalarının ortaya çıkmasına neden olabilir.

Uygun bir rijitlik oranı [(11.1) eşitliği] sağlamak üzere örtü (B; birimi: m) belirlendikten sonra, patlayıcı çapı (d_{ex}; birimi: mm) aşağıdaki ilişkiden bulunabilir:

$$d_{ex} \approx \frac{B \times 1000}{(24\gamma_{ex}/\gamma_r) + 18} \qquad (11.2)$$

Burada, γ_{ex} ve γ_r sırayla patlayıcının ve kayanın birim ağırlıklarıdır.

Patlayıcı enerjisi ile patlayıcı birim ağırlığı arasında bir korelasyonun bulunduğu yerde (11.2) eşitliği kullanılabilir. Ancak, emülsiyon şerbeti türü patlayıcıların birim ağırlıkları neredeyse sabit olmakla birlikte, enerjileri çok geniş bir aralıkta değişir; böyle koşullarda örtünün hesaplanmasında göreceli yığın dayanımının (RBS) ANFO'ya (RBS = 100) kıyaslanması daha uygun olur. Patlayıcının RBS değerini hesaba katmak suretiyle, patlayıcı delik çapı aşağıdaki gibi olur:

$$d_{ex} \approx \frac{B \times 1000}{8(\mathrm{RBS}/\gamma_r)^{0,33}} \qquad (11.3)$$

11.3.5 Kayanın Doğası

Kaya kütlesinin heterojenliğinin derecesi ve doğası patlatma tasarımında çok önemlidir. Başka bir deyişle, eklemler, tabakalanma düzlemleri, faylar gibi süreksizlikler ve yumuşak kil damarları amaçlanan işi yapma yerine patlayıcı enerjisinin boş yere harcanmasına neden olabilirler. Süreksizlikler bazı durumlarda patlayıcının oluşturduğu çatlak paternini kontrol edebilir ve yapısal jeolojinin etkisi çoğu zaman kayanın mekanik ve fiziksel özelliklerinin önüne geçer. En iyi parçalara ayrılma genellikle patlatma yüzeyinin ana süreksizlik takımına paralel olduğu yerlerde elde edilir.

Patlayıcının kabarma enerjisi fisürlü kaya için çok önemlidir. Patlama gazları önceden mevcut çatlaklar içine girer, kamalama etkisi ile açar ve bu çatlakları genişletir. Bu nedenle, genel anlamdaki parçalara ayrılma derecesi yapısal jeoloji tarafından kontrol edilme eğiliminde olur. Örnek olarak, patlamada az

sayıda yeni kırık yüzeyine gerek olduğu için, yakın aralıklı eklemler ve tabakalanma düzlemleri artan bir parçalara ayrılma sağlarlar. Bu koşullar için daha uzun tıpalama kolonları ve buna karşılık gelen ölçüde düşük toz faktörleri veya enerji faktörleri kullanılabilir; düşük yoğunluk, düşük-hız patlayıcıları (örnek, ANFO) şarjın hemen etrafında aşırı parçalanmaya neden olan yüksek-hız patlayıcılarına tercih edilir. Tatmin edici sonuçlar, şarjların kayayı etrafa saçmayacak şekilde gevşek, kolaylıkla kazılabilir bir göçük kayaya dönüştürmeye yeterli miktarda kabarma enerjisi sağladığı zaman elde edilir.

Yapısal jeolojinin patlatma tasarımı üzerine etkisi, hesaplanan örtü mesafesine iki düzeltme faktörü uygulamak suretiyle nicelleştirilebilir. Bu faktörler, Tablo 11.2'de ve Şekil 11.3'de verildiği gibi, devamlı herhangi süreksizliklerin yüzeye göre yönelimi ile ve kırık özellikleri ile ilişkilidirler. Düzeltme faktörlerinin hesaplanan örtü mesafesine uygulanması aşağıdaki gibi yapılır:

$$B' = k_{\psi}\, k_s\, B \qquad (11.4)$$

Tablo 11.2 Yapının eğimi için düzeltme faktörleri.

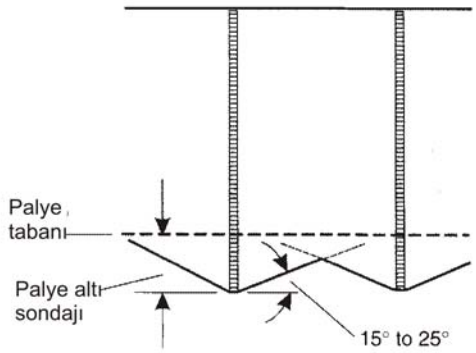
Yapının yönelimi	*Düzeltme faktörü, k_{ψ}*
Yüzey dışına doğru çok eğimli yapı	1,18
Yüzey içine doğru çok eğimli yapı	0,95
Yapıda diğer yönelim şekli	1,00

Tablo 11.2 Süreksizlik özellikleri için düzeltme faktörleri.

Süreksizlik özellikleri	*Düzeltme faktörü, k_{ψ}*
Sık çatlaklı, yakın aralıklı zayıf çimentolu damarlar	1,30
İnce, sıkı eklemli iyi çimentolanmış katmanlar	1,10
Masif, kırıksız kaya	0,95

11.3.6 Alt-sondaj Derinliği

Kayayı seki düzeyinde kırmak için, arzu edilen seviye altında delik açmak gerekir. Bu seviyedeki kötü parçalara ayrılma derecesi bir dizi sert "topuk" oluşturur ve yükleme ve taşıma ekipmanları için işletme maliyetlerinin yüksek olduğu düzensiz bir seki tabanı verir. Bununla birlikte, aşırı alt-sondaj işlemi de gereksiz delgiye ve patlayıcı maliyetlerine neden olabilir.



Şekil 11.5 Alt-sondajın kullanıldığı patlatma deliği tabanında kaya kırılması.

Kayanın kırılması genellikle kayanın dayanımına ve yapısına bağlı olarak, topuk yükünden itibaren kenarları yatayla 15-25^0 yapan eğimli ters dönmüş bir koninin izdüşümü şeklindedir (Şekil 11.5). Çok sıralı patlatmada kırılma konileri birleşmek suretiyle, kırılmış ve hasar görmemiş kaya arasında makul derecede düz bir geçiş sağlarlar. Deneyimler, genellikle örtü genişliğinin 0,2-0,5 katı kadar alt-sondaj derinliğinin etkili bir tesviye kazısı için yeterli olduğunu göstermektedir. Sekilerin nihai yüzeyde oluşturulması gerektiği yerlerde, seki tepesinde duraylılığın sağlanmasına yardımcı olmak amacıyla, arka sıralarda alt-sondaj işlemlerinin yapılmaması önerilir.

11.3.7 Tıpalama

Deliğin şarjın yukarısındaki kısmını doldurmak için tıpalama kullanılmasıyla patlayıcı gazları tutulur ve patlatma enerjisini kaya kütlesine aktarır. İyi derecelenmiş köşeli çakıl içeren tıpalama malzemesinin kullanılması, patlatma sırasında kuyudan daha kolay atılan sondaj kırıntılarının kullanımına kıyasla daha etkilidir. Tıpalama malzemesinin optimum boyutu patlatma kuyusunun çapı ile

birlikte artar; tıpalama malzemesinin ortalama çapı delik çapının yaklaşık 0,05 katı olmalıdır.

Tıpalama uzunluğunun patlatma sonuçları üzerine etkisi, daha önce açıklanan örtü mesafesi etkilerine benzer. Başka bir anlatımla, kısa bir tıpalama uzunluğu patlayıcı gazlarının kaçmasına, kaya fırlamasına ve hava basıncı problemlerine neden olmasının yanında patlamanın etkinliğini de azaltır; diğer taraftan, çok uzun tıpalama uygulamaları da kolon yükü tepesindeki kayanın kötü parçalanmasına neden olur.

Genellikle kullanılan tıpalama uzunluğu örtü mesafesinin 0,7 katı kadar olup, malzemenin kuyudan elverişsiz biçimde atılmasını engellemeye yeterlidir. Minimum tıpalama kolonu kaya fırlaması ve hava basıncı problemleri ile uyumlu olduğu zaman bile, seki yukarısında istenmeyen büyüklükte blokların elde edilmesi durumunda, tıpalama merkezine küçük "cep" şarjlarının yerleştirilmesiyle parçalara ayrılma işlemi geliştirilebilir (Hagan, 1975).

11.3.8 Delik Açıklığı

Yansıyan çekme birim deformasyonu dalgalarının bir sonucu olarak serbest yüzeye paralel kırıklar açıldığı zaman, bu kırıklara giren gazın basıncı dışarı doğru bir kuvvet uygulamak suretiyle kayayı parçalara ayırır ve bunları göçük kaya üzerine iter. Açıkça görüleceği gibi, gazın nüfuz edebileceği yanal mesafe kırığın boyutu ve mevcut gaz hacmi ile sınırlı olup, oluşan kuvvetin kayayı parçalayıp hareket ettiremeyecek kadar büyük olmadığı bir aşamaya erişilir. Tek bir patlayıcı kuyusunun etkisi her bir taraftaki kuyularla takviye edilirse, örtü malzeme şeridi üzerine etkiyen toplam kuvvet eşitlenir ve kayada tekdüze bir parçalanma gerçekleşir.

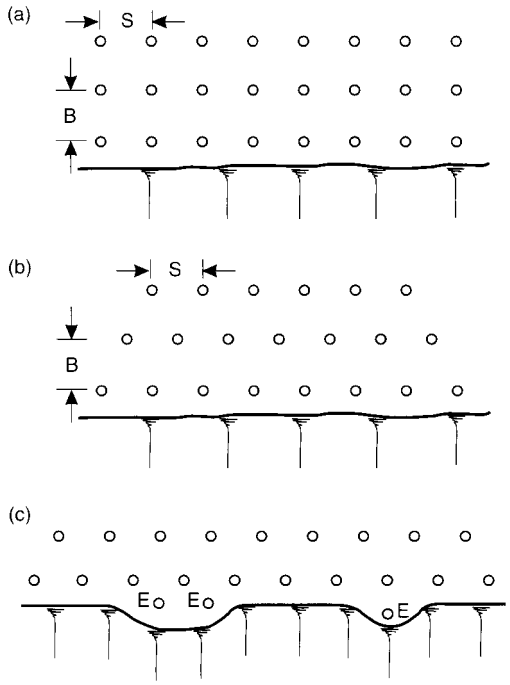
Şekil 11.6'da değişik örtü/açıklık oranları için patlayıcı deliği paternleri verilmiştir. Diğerleri arasında en kolay olanı kare paternin hazırlanması olsa da, daha iyi bir parçalanma bazı koşullarda açıklığın örtüden büyük olması halinde elde edilebilir. Bir dizi rötarlı delik için, açıklık (S) aşağıdaki iki eşitlikten hesaplanabilir:

Rijitlik oranı H/B'nin 1 ile 4 arası olması halinde:

$$S = (H + 7B) / 8 \qquad (11.5)$$

H/B'nin 4'den büyük olması halinde:

$$S = 1{,}4 \times B \qquad (11.6)$$

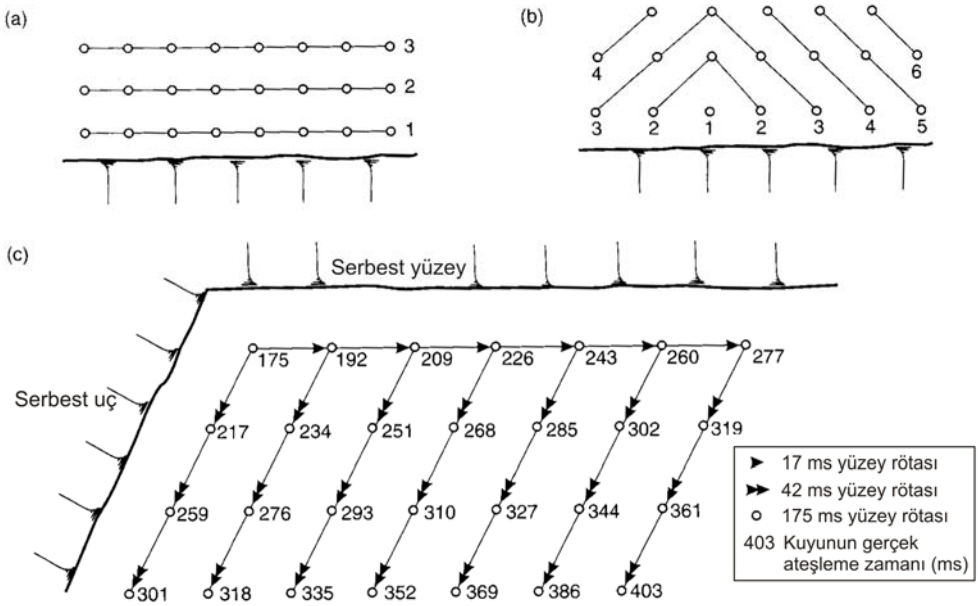


Şekil 11.6 Üretim patlatmasında kullanılan tipik patlayıcı deliği paternleri: (a) Örtü/açıklık oranının 1:1 olduğu kare patern; (b) örtü/açıklık oranının 1:1,15 olduğu aşmalı patern; (c) ön sıra örtüsünün hareketine yardımcı olmak amacıyla kolaylaştırıcı delikler (E).

11.4.6 Delik Ateşleme Sıralaması

Bir inşaat projesi veya açık ocak madeni için tipik bir patlatma, toplamda birkaç bin kilogram patlayıcının kullanıldığı 100 kadar delik içerebilir. Bu miktardaki patlayıcının aynı anda ateşlenmesi sadece kötü parçalanmış bir kaya vermekle kalmaz, aynı zamanda kazı duvarlarındaki kayaya hasar verir ve yakındaki yapılarda büyük titreşimlere neden olur. Bunu engellemek için, patlatma işlemi rötarlar yoluyla bir dizi alt gruplara ayrılır. Ön sıra ateşlenip, yeni bir serbest yüz oluşturmak üzere kaya kütlesini uzaklaştırdığı zaman, bir sonraki sıra ateşlenmeden önce bu yeni yüzeyin

oluşması için gerekli zamanın ayrılması önemlidir. Şekil 11.7'de ateşleme sıralamasına örnekler verilmiştir. Sıra-sıra yapılan patlatmalar serbest yüzeye paralel olup, sıralamada ilk olarak ön sıra patlatılır [Şekil 11.7(a)]. Şekil 11.7(b)'de sıraların yüzeye doğru eğimli olduğu V yarması, yaklaşık düşey eğimli eklemlerin doğrultularının tüm sekide yüzeyi belirli bir açı ile kestiği durumda çok çatlaklı kayada patlatma yapıldığı zaman, yeni bir yüzey oluşturmak üzere kullanılır.



Şekil 11.7 Tipik ateşleme sıralamaları: (a) Kare paternli "sıra-sıra" ateşleme sıralaması; (b) Kare paternli "V" şekilli ateşleme sıralaması; (c) Hem yüzeyde ve hem delikte elektriksiz rötar kullanılarak "delik-delik" ateşleme (W. Forsyth).

Birçok durumda her bir patlatma deliğini belirli bir zamanda ateşlemek suretiyle kuyuları tek tek ateşleyerek daha iyi patlatma sonuçları alınabilir [Şekil 11.7(c)]. Uygun rötar aralıklarının seçildiği durumlarda yapılan tek tek delik patlatmasıyla patlatma deliği etkileşimlerinin olumlu etkilerinden fayda sağlanırken, çoğu olumsuz etkiler de ortadan kaldırılır. Bu sayede daha küçük parçalara ayrılma, daha gevşek göçük kaya, daha az aşırı kırılma, daha düşük yer sarsıntısı ve profilin konumu ile nihai göçük kaya üzerinde daha iyi bir kontrol sağlanabilir.

Tek tek kuyu ateşlemesi kuyu-içi ateşleyiciler kullanılarak yapılabilir. Ancak, kuyu-içi ateşleyicileri konusunda mevcut ticari ürünler sınırlıdır; bu nedenle, tek tek kuyu ateşlemesi genellikle patlatma delik sıralamasını kontrol eden yüzey rötar sistemi kullanılarak yapılır. Sıralar veya delikler arasında uzun rötarlar gerekli olursa, yüzey ve kuyu-içi rötarlarının bir kombinasyonu, patlatma sırasındaki yer hareketinin neden olduğu hat dışı sıçramaları engeller. Şekil 11.7(c)'deki patlatma sıralaması için, her bir sırada özdeş bir 175 ms'lik kuyu içi rötarı ile birlikte serbest yüzeyden 17 ms ve sıralar arasında da 42 ms'lik rötarlar söz konusudur. Diyagramda ayrıca bu rötar düzenlemesine göre her bir kuyu için gerçek ateşleme zamanları da verilmiştir.

Gerekli rötar aralığı ile kuyular arasındaki mesafe ilişkisi aşağıdaki iki eşitlik ile tanımlanır.

Sıra-sıra ateşleme için:

Sıralar arasındaki rötar (birimi: ms) ≈
(10-13) x örtü (birimi: m) (11.7a)

Örnek olarak, 5 m'lik bir örtü için sıralar arasındaki rötar 50-65 ms olur.

Kuyu-kuyu ateşleme için:

Kuyular arasındaki rötar (birimi: ms) ≈ (rötar sabiti) x (delik açıklığı) (birimi: m) (11.7b)

Tablo 11.4 Kuyu-kuyu rötarı için rötar sabiti – kaya tipi ilişkisi.

Kaya tipi	*Rötar sabiti* (ms/m)
Kum, killi kum, marn, kömür	6 – 7
Yumuşak kireçtaşı, şeyl	5 – 6
Sıkı kireçtaşı ve mermer, granit, bazalt, kuvarsit, gnays, gabro	4 – 6
Diyabaz, diyabaz porfir, sıkı gnays ve mikaşist, magnetit	3 – 4

Rötar sabitinin değerleri Tablo 11.4'de verilen kaya tipine bağlıdır. Meselâ, granitte aralarında 6 m açıklık bulunan bir paternde delik-delik patlatması yapıldığında rötar aralığı yaklaşık 30 ms olur.

Rötar zamanını hesaplayan bu iki ilişkide hem kırılan kayanın yerdeğiştirmesi ve yeni bir yüzey oluşması için gerekli zaman hem de rötarların gerçek ateşleme zamanları arasında oluşan doğal saçılmalar hesaba katılır. Planlanan ateşleme zamanına kıyasla gerçek ateşleme zamanı arasındaki hata %15 kadar yüksek olabilir; özellikle rötar aralıklarının kısa olduğu durumlarda böyle hatalar kuyuların sıralama dışı patlamalarına neden olabilir. Elektronik rötarlı ateşleme sistemlerinin gelişmesi sayesinde kimyasal rötar elemanlarına kıyasla daha yüksek hassasiyette ateşleme zamanları sağlanmıştır. Elektronik ateşleyicilerin bir başka üstün tarafı da, bazı ürünlerde rötar aralığının sahadaki koşullara göre programlanabilmesidir (McKinstry vd., 1972; Watson, 2002).

11.3.10 Parçalara Ayırma

Daha önce ele alınan tasarım parametrelerinin uygun kombinasyonlarını seçmede amaç, patlatmada istenen sonucun elde edilmesidir. Bu amaçlar; belirli bir boyut aralığında kaya parçalanması veya en düşük seviyede hasarlı bir nihai yüzey ya da gürültü ve yer titreşim düzeylerinin belirli sınırlar içinde kalması şeklinde olabilir.

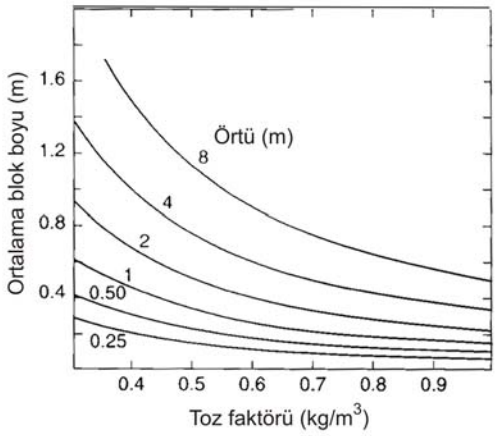
Amacın belirli bir boyutta parçalara ayrıma olduğu üretim patlatmasında temel tasarım parametresi "toz faktörüdür" (birim kaya hacmini kırmak için gerekli patlayıcı miktarı; örnek: kg/m^3). Toz faktörü bu altbölümde ele alınan patlayıcı delik çapı ve derinliği, delik paterni ve her bir kuyudaki patlayıcı miktarı ve türünden bulunur. Yani, patlayıcının ağırlığı ve kayanın hacmi aşağıdaki gibi verilir:

Her kuyu için patlayıcı ağırlığı, W_{ex}
= (patlayıcının çapı)
x (patlayıcının birim ağırlığı)
x (seki yüksekliği – tıpalama uzunluğu
+ alt-sondaj derinliği)

ve

Her kuyu için kaya hacmi, V
= (seki yüksekliği) x (örtü) x (açıklık)

Toz faktörü = W_{ex} / V (11.8)



Şekil 11.8 Seki patlatmasında ortalama blok boyutu (*L*), toz faktörü (*q*) ve örtü (*B*) arasındaki ilişki (Persson vd., 1993).

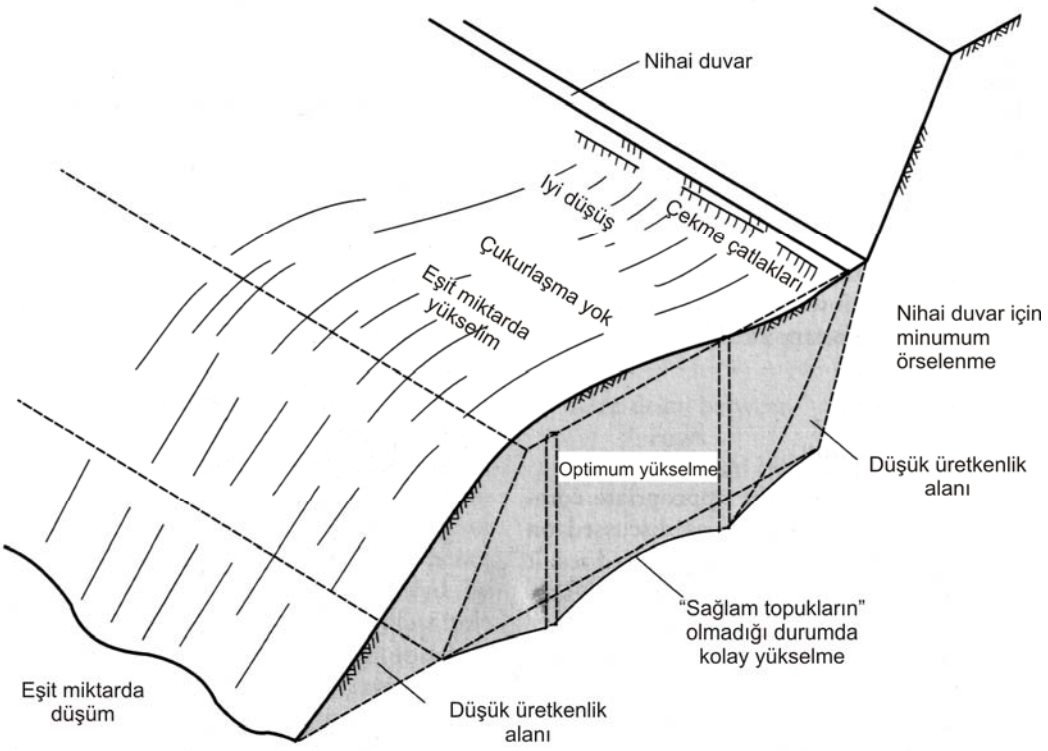
Toz faktörünün parçalara ayrılma üzerine etkisi Şekil 11.8'de verilmiştir; burada, ortalama parçalara ayrılma boyutu bir dizi örtü mesafesi için toz faktörü ile ilişkilendirilmiştir. Langefors ve Kihlstrom (1973) ve Persson vd. (1993)

tarafından geliştirilen teorik denklemlere ve kapsamlı arazi deneylerine dayanan bu diyagramlar, belirli bir patlatma tasarımı için olası sonuçları kontrol etmede ve tasarım modifikasyonlarının olası etkilerini değerlendirmede kullanılabilir.

11.3.11 Bir Patlatmanın Değerlendirilmesi

Bir patlatmanın arkasından tozlar çöküp, duman dağıldıktan sonra patlatılan alanın kontrol edilmesi gerekir. Tatmin edici bir patlatmanın ana ilkeleri aşağıdaki gibidir (Şekil 11.9):

- Ön sıra eşit hareket etmeli, fakat çok uzağa gitmemelidir; aşırı fırlatma hem gereksiz hem de temizlenmesi pahalıdır. Ön sıranın aşırı hareketi daha düşük bir yükleyici üretkenliği verdiğinden; çoğu sekilerin yüksekliği, etkin yükleyici işletmesi ve düşük göçük kayaya göre tasarlanır.



Şekil 11.9 Tatmin edici bir patlatmanın özellikleri.

- Ana şarj kayayı eşit şekilde kaldırmalı ve oluşan kraterler en çok tesadüfen ortaya çıkmalıdır. Düz veya hafif dalgalı alanlar yanlış ateşleme veya kötü rötar koşullarına işaret eder.
- Patlatmanın gerisi, serbest yüzeyin iyi bir ileri hareketine işaret edecek şekilde bir düşüş ile karakterize edilmelidir. Nihai kazı hattı arkasındaki aşırı çatlama her ne kadar şevlere zarar vermenin yanında patlayıcı israfına neden olsa da, nihai kazı hatlarının önünde çekme çatlakları görülebilmelidir.

Patlatma kalitesinin ikincil patlatma ve aşırı büyük blokların patlatılması, yükleme hızı, nakliye yollarının durumu ve yükleyici ile kamyon bakımı gibi kaya kazı maliyeti bileşenleri üzerine etkisi büyüktür. Bir örnek olması bakımından, aşırı büyük parçalar, sert topuklar, sıkı alanlar ve (aşırı fırlatmanın neden olduğu) düşük göçük kayalarının kazı hızları

üzerine zararlı etkileri en yüksek düzeydedir. Bu nedenle, tasarımda nasıl bir gelişme sağlanabileceğini belirlemek üzere patlatmanın dikkatli bir değerlendirmesinin yapılmasında genellikle yarar vardır.

11.4 Duraylılığı Arttırmak İçin Kontrollü Patlatma

Şev duraysızlığı çoğu zaman yüzey arkasındaki kayada meydana gelen patlatma hasarına atfedilir. Patlatmadan kaynaklanan duraysızlık genellikle yüzeysel olup, açık ocak ölçeği patlatmalarda yüzey arkasında muhtemelen 5-10 m geriye kadar gider. Bu durum, zaman içinde su ve buzun çatlakları açıp gevşetmesi sonucunda kaya düşmelerine neden olabilir. Patlatma hasarının ayrıca (sözgelimi) şev yüzeyini kesen ve şev ile aynı yönde eğimli devamlı tabaka düzlemlerinin bulunduğu yerlerde büyük ölçekli duraysızlığa neden olması mümkündür. Patlayıcı gazlar tabakalanmalar boyunca hareket edebilir, bunları açabilir ve sonuçta önemli büyüklükte kaya bloklarının yerdeğiştirmesine neden olabilir.

Aşağıdaki prosedürlerden biri veya ikisini uygulamak suretiyle, nihai duvarlardaki patlatma hasarı sınırlandırılabilir. Birincisi, üretim patlatması nihai duvar arkasındaki kaya parçalanmasını sınırlayacak şekilde tasarlanmalı; ikincisi, nihai yüzeyleri kesin olarak belirlemede hat delme, ön makaslama ve yastık patlatması kullanılabilir (Hagan ve Bulow, 2000). Üretim patlatmasında aşırı geri kırılmayı önlemek için aşağıdaki tedbirler yardımcı olabilir:

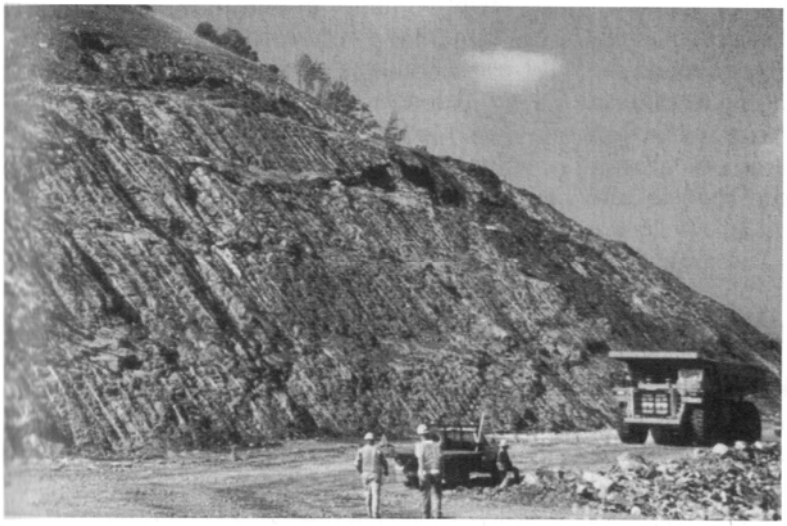
(a) Aşırı örtüde boğucu patlatmadan veya kırık göçük kayadan kaçınılmalıdır.
(b) Ön sıra örtüsünü hareket ettirmek için, ön sıra şarjı yeterli şekilde tasarlanmalıdır.
(c) Serbest yüzeylere doğru iyi hareket için ve sonraki sıralar için yeni serbest yüzeyler oluşturmada kullanılmak üzere yeterli rötar ve zaman aralıkları kullanılmalıdır.
(d) Maksimum anlık şarjı kontrol etmede rötarlar kullanılmalıdır.
(e) Kazıyı kolaylaştırırken bir taraftan da duvara hasarı azaltmak için, şarjı azaltılmış "tampon delikler" ve arka sıralar nihai yüzeyden optimum bir mesafede delinmelidir. Sekinin tepesi boyunca kırılma derecesine bağlı olarak, tampon deliklerdeki tıpalama uzunluğunun da ayarlanması gerekebilir.

11.4.1 Ön-makaslama ve Yastık Patlatması

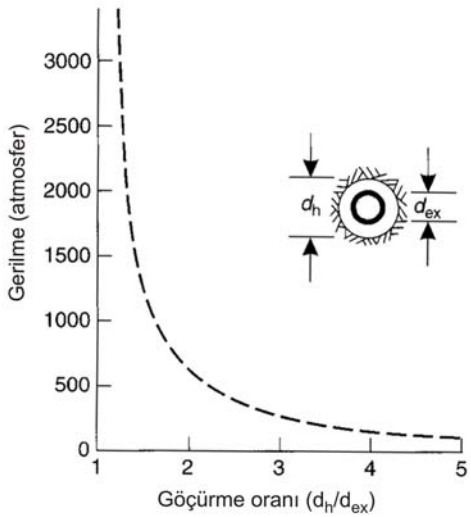
Çoğu inşaat projelerindeki kalıcı şevlerde küçük yenilmeler bile kabul edilemez; nihai duvardaki hasarın önlenmesi için çoğu zaman kontrollü patlatma gereklidir. Kontrollü patlatmaya bir örnek Şekil 11.10'da verilmiştir. Bu modellerin temel ilkesi, nihai yüzeyde açılan paralel ve yakın aralıklı deliklerin, kuyu çapından daha küçük çaptaki hafif patlayıcılarla yüklenmesidir. Patlayıcı etrafındaki bir hava boşluğunun etkisi, kayaya aktarılan şok dalgasını önemli ölçüde azaltan bir yastık görevi yapar. Kuyu çapının patlayıcı çapına oranı yaklaşık 2'den büyük ise, şok dalgası basıncı kuyuda sıkıca paketlenmiş bir patlayıcının ürettiği basıncın yaklaşık %10-20'si kadar olur (Şekil 11.11). Bu basınç kuyu etrafındaki kayayı kıracak basınç oluşturmaya yeterli olmasa da (bkz. Şekil 11.1), deliklerin bulunduğu düzlemde temiz bir kırılma sağlamak için, delikler arasında ışınsal kırıklar oluşur. Nihai hattaki kuyuları aynı rötarda ateşlemenin gerekli olmadığı ve her deliğin ayrı bir rötar ile ateşlenmesi halinde aynı sonuçların elde edildiği bulunmuştur (Oriard, 2002).

Aşağıda, değişik kontrollü patlatma yöntemleri ile birlikte bunların avantaj ve dezavantajları açıklanmıştır. Kontrollü patlatma için üç temel yöntem *hat üzerinde delme*, *yastık* veya *traşlama patlatması* ve *ön-makaslama patlatmasıdır*. Hat üzeri delme, deliklerin tam olarak arzu edilen kırılma hattı üzerinde iki veya dört delik çapı aralıklarla açılmasını ve daha sonra patlayıcı yüklenmiş delikler arasında bazılarının yüklenmemiş olarak bırakılmasını içerir. Hat üzeri delme, kazılardaki köşeler gibi sadece çok hassas kontrolün gerektiği yerlerde kullanılır. Yastık ve ön-makaslama patlatması en çok kullanılan

yöntemlerdir. Bunlar arasındaki temel fark, yastık patlatmasında on sıra delikleri sıralamada en son ateşlenirken, ön-makaslamadaki son sıra deliklerinin sıralamada en önce ateşlenmesidir. Yastık veya ön-makaslamayı seçmede göz önüne alınması gerekli bazı faktörler aşağıda verilmiştir:



Şekil 11.10 Bir karayolu projesinde kaya yarması için kontrollü patlatmaya örnek (sağlam, çok kıvrımlı gnays; I-26/US23, Mars Hill yakını, Kuzey Carolina) (fotoğraf izni: Department of Transportation).



Şekil 11.11 Hava yastıklı patlatma deliği için gerilme düzeyi (FHWA, 1991).

(a) *Örtü*: Ön-makaslama sadece örtünün makaslama zonunda yoğunlaşan patlatma enerjisini içermeye yeterli olduğu yerlerde kullanılmalıdır. Dar örtüler için enerji, makaslama hattı ile yüzey arasındaki kayanın tüm kütlesini yerdeğiştirmeye yeterli olabilir (Oriard, 2002). Ön-makaslamanın kullanımı için bir kılavuz olarak, örtü en azından seki yüksekliğine eşit veya tercihen daha büyük olmalıdır.

(b) *Süreksizlikler*: Yakın çatlaklı/makaslamalı kayada ön-makaslama sırasında makaslama hattı boyunca oluşan aşırı basınçlı gazlar çatlaklar içine girerek kayaya zarar verebilir. Yastık patlatmasında kaya biraz daha düşük derecede basınca maruz kalır ve bu şekilde daha duraylı şevler elde edilebilir.

(c) *Titreşim*: Aşırı basınçlı ön-makaslamada oluşan şok dalgası yastık patlatmasındakinden daha büyük olabilir. Bu altbölümde daha önce belirtildiği gibi, makaslama hattındaki deliklerin tek rötarla ateşlenmesine gerek yoktur; bu nedenle, titreşimlerin yakından kontrol edilmesi gerektiği durumda delik-delik rötarlarının kullanılması yer hareketini sınırlayabilir.

Kontrollü patlatmaların tasarımı ile ilgili genel bir yorum, bir projenin başlangıç aşamasında ve kaya koşulları değiştiği zaman,

genellikle belirli sayıda deneme patlatmasının yapılmasına gerek duyulmasıdır. Bu durum yüklenici tarafında ve yöntem şartlarından ziyade nihai üründe bir kısım esneklik gerektirir.

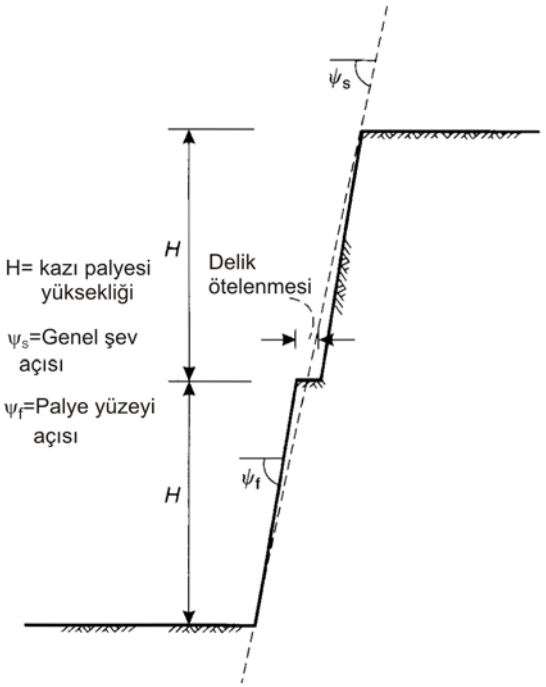
Kontrollü patlatma ile sağlanan tasarruflar doğrudan ölçülemez. Ancak, çoğu inşaat mühendisliği projelerindeki kalıcı şevlerde bu tasarrufların genellikle yakın açıklıklı, dikkatlice yönlendirilmiş ve özel patlayıcılarla yüklenmiş deliklere yapılan fazladan masraftan daha büyük olduğu kabul edilir. Tasarruflar, daha fazla eğimli şevler kazabilmenin ve kazı hacmini azaltmanın bir sonucudur. Ayrıca, patlatmadan sonra yüzeydeki gevşek kayaların düşürülmesi için daha az zaman harcandığı, bunun sonucunda şevin daha duraylı olduğu ve işletme ömrü sırasında daha az bakım gerektirdiği sonucuna varılmıştır. Estetik bakış açısından, her ne kadar son sıradaki deliklerin izleri istenmeyen bir görüntü oluştursa da, çok eğimli şevlerin mostra alanı az eğimli olanlarınkinden daha küçüktür.

11.4.2 Delme

Yastık veya ön-makaslama patlatması ile başarılı bir şekilde kazılabilecek maksimum derinlik, delik yöneliminin doğruluk derecesine bağlıdır. Delikler düzleminden yaklaşık 150 mm'den fazla sapmalar, makaslama düzleminde patlayıcıların dengesiz şekilde yerleştirilmesinden ve düzensiz bir yüzey ortaya çıkmasından dolayı genellikle kötü sonuçlar verir. 27 m'ye kadar derinlikteki delikler yastık yöntemi ile başarılı şekilde patlatılmış olmakla birlikte, son sıra deliklerinin derinlikleri genellikle 8-10 m ile sınırlıdır. Sondaj deliğinin yönelimi, yüksek rijitlikli delme çeliği ve düğmeli matkaplar kullanarak ve matkap üzerindeki kuyu aşağı basıncı sınırlamak suretiyle geliştirilebilir.

Yastık patlatmalı deliğin derinliğini belirlerken, sondajın delme hızı da göz önüne alınmalıdır. Meselâ, belirli bir derinlik dışında delme hızı çok yavaşlarsa, delme hızlarını ve sondaj maliyetlerini kabul edilebilir düzeylerde tutabilmek için, kazıyı bir dizi seki şeklinde gerçekleştirmek daha ekonomik olabilir. Ayrıca, sekili bir kazıda son sıra deliklerini açarken, sondaj sıvısını bir üst sekinin duvarına konumlandırmak mümkün olmayacağından, her bir seki için en az 30 cm'lik pay bırakılmalıdır. Bu durum, çok sekili kazının genel şev eğiminin palye açısından küçük olmasına neden olur; son sıra deliklerini açarken bu durum dikkate alınmalıdır (Şekil 11.12).

Eğrisel alanlar civarında yastık patlatması yaparken, düz bir kesit patlatırken gerek duyulandan daha kısa açıklıklara gerek duyulur. Ayrıca, doğrusal olmayan yüzeylerin patlatılmasında, yüklenmemiş kılavuz deliklerin kullanımı bir avantaj sağlayabilir (Wyllie, 1999).



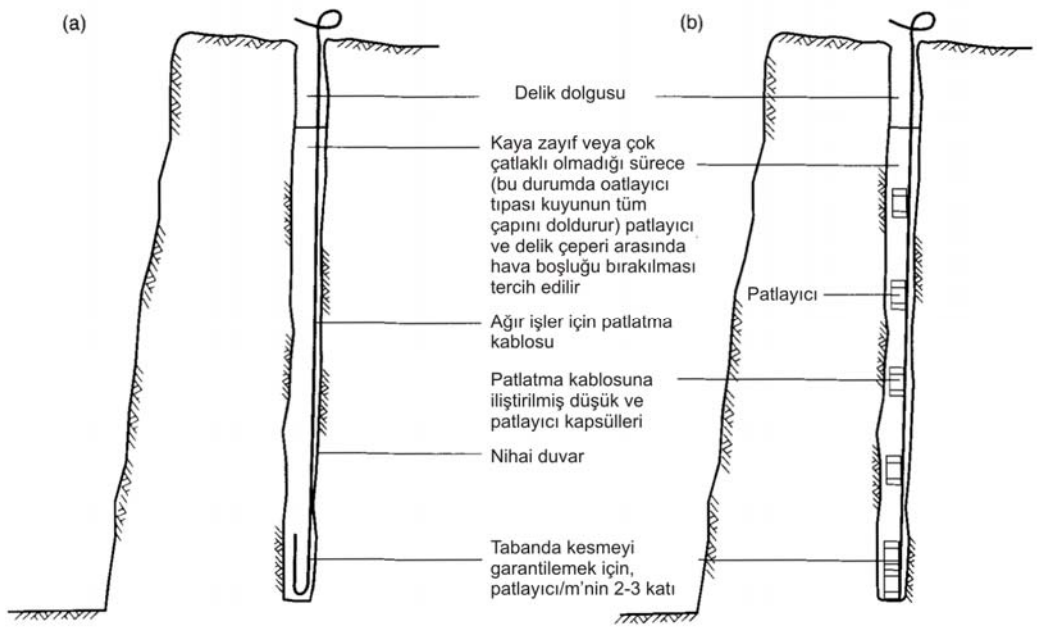
Şekil 11.12 Kontrollü patlatma için alternatif patlayıcı yerleştirilmesi (ISEE, 1998'den uyarlanmıştır).

Düz bir delik duvarını muhafaza etmenin zor olduğu taşlaşmamış sedimenter birimlerde, yastık delikleri arasında yüklenmemiş delikler kullanılabilir. Genellikle, delme masraflarını azaltmak için küçük çaplı

kılavuz delikler kullanılır. Formasyonun sadece tepesinin bozuştuğu yerlerde kılavuz deliklerin sadece bu derinliğe kadar açılması yeterli olup, yastık deliklerinin tüm derinliği boyunca açılmasına gerek yoktur.

11.4.3 Patlayıcı Yükü

Son sıra delikleri için gerekli patlayıcı yükü, birkaç adımın birleştirilmesinden elde edilebilir. Birincisi, delik çapının şarj çapına oranı 2 olacak şekilde şarj çapı delik çapından küçük olmalıdır (bkz. Şekil 11.11). İkincisi, kayayı parçalamayan, ateşleme hızı düşük bir patlayıcı kullanılmalıdır. Üçüncüsü, yüzeyde makul derecede üniform dağılmış patlayıcı yükü olacak şekilde, şarj kuyu boyunca dağıtılmalıdır. Gerekli şarj dağılımı, patlayıcıyı küçük çaplı polietilen tüp içinde devamlı bir kolon şeklinde [Şekil 11.3(a)] veya patlayıcı kartuşlarını (ya da kartuş parçaları) delik içinde aralıklı olarak yerleştirmek suretiyle elde edilebilir. Kartuşları aralıklı yerleştirme yöntemleri bunların ateşleme kablosuna bantla iliştirilmesini [Şekil 11.3(b)] aralara ahşap bölme parçaları konmasını veya "C" şekilli plastik tüplerde istenen aralıklarda yerleştirilmesini içerir. Patlayıcının delik cidarındaki kaya ile temas etmemesi arzu edilir. Bunun için, patlayıcı çevresine destek konulmak suretiyle delik içinde merkezde kalması sağlanır. Delik tabanındaki makaslamayı geliştirmek için, delik yukarısında kullanılanın genellikle iki üç misli taban şarjı kullanılır.



Şekil 11.13 Çok sekili kazılarda delme ötelenmelerini hesaba katan son sıra patlayıcı deliklerinin yerleşim şekli.

Ayrılmanın oluşması için yeterli basıncı oluşturacak; ancak, nihai yüzün arkasındaki kayaya hasar vermeyecek şekilde, patlatma deliğinin her bir metresi için patlayıcı yükü (l_{ex}) aşağıdaki ilişki yoluyla yaklaşık olarak bulunabilir:

$$l_{ex} = (d_h)^2/12.100 \quad \text{(kg/m; } d_h \text{ birimi: mm)} \qquad (11.9a)$$

veya

$$l_{ex} = (d_h)^2/28 \quad \text{(lb/ft; } d_h \text{ birimi: inç)} \qquad (11.9b)$$

Burada, d_h = delik çapıdır.

11.4.4 Tıpalama

Üretim kuyularına benzer şekilde, son sıra deliklerinin üst kısımları yüksüz bırakılır ve patlayıcı gazları delik içinde tutmak üzere

köşeli çakıllar ile tıpalanır. Çapı 100 mm'ye kadar olan delikler için tıpalama uzunluğu 0,6-1,0 m aralığında olup, patlatılan formasyona göre değişir. Homojen formasyonlarda, şarj etrafındaki hava boşluğu koruyucu bir "yastık" vazifesi görecek şekilde, deliğin sadece tepesi tıpalanır. Ancak, şarjlar etrafında tıpalama kullanılmadığı zaman, patlayıcı gazlar formasyon içinde zayıf zonlar bulabilir ve kuyular arasında arzu edilen makaslama elde edilmeden önce kaçma eğilimi gösterir. Benzer şekilde, gazlar nihai duvara doğru zayıflık alanları bulabilir ve bu şekilde aşırı kırılmalara neden olabilir. Bu nedenle, zayıf ve çok çatlaklı ya da faylı kayada bireysel şarjlar arasında ve etrafında tam bir tıpalama arzu edilebilir.

11.4.5 Açıklık ve Örtü

Son sıradaki patlatma delikleri arasındaki açıklık, aşağıdaki ilişkiden de görüleceği gibi, ön-makaslama ve yastık patlatma delikleri için biraz farklıdır:

Ön-makaslama: Açıklık

≈ (10-12) x (delik çapı) (11.10a)

Yastık patlatması: Açıklık

≈ (16) x (delik çapı) (11.10b)

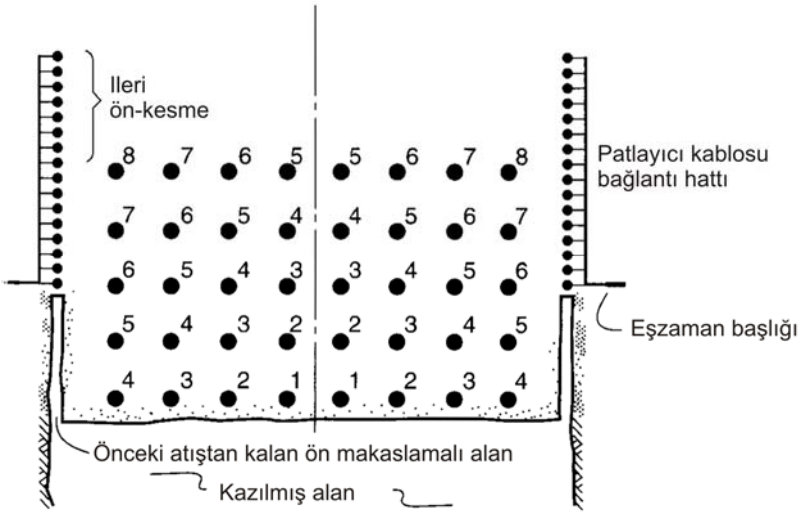
Ön-makaslama için örtü etkin olarak sonsuz olmakla birlikte, Altbölüm 11.4.1'de tartışıldığı gibi, en azından seki yüksekliğine eşit olmalıdır. Yastık patlatması için, kırıklar tercihen nihai duvar boyunca delikler arasında bağlantı kuracak ve örtü içine uzanmayacak şekilde, örtü açıklıktan büyük olmalıdır. Örtü aşağıdaki gibi ifade edilir.

Yastık patlatması: Örtü

≥ (1,3) x (delik açıklığı) (11.11)

11.4.6 Delik Ateşleme Sıralaması

Altbölüm 11.4.1'de açıklandığı gibi, ön-makaslama ile yastık patlatması arasındaki temel fark, ateşleme sıralamasıdır. Ön-makaslamada son sıra delikleri sıralamada önce ateşlenir ve yastık patlatmasında son sıra delikleri sıralamada en son ateşlenir. Ayrıca, son sıra boyunca yer alan deliklerin her birini ayrı rötarlarla ateşlemek suretiyle tatmin edici sonuçlar elde edilir ve nihai duvar patlatmasının tüm uzunluğu boyunca tek bir rötar kullanmak gerekli değildir.

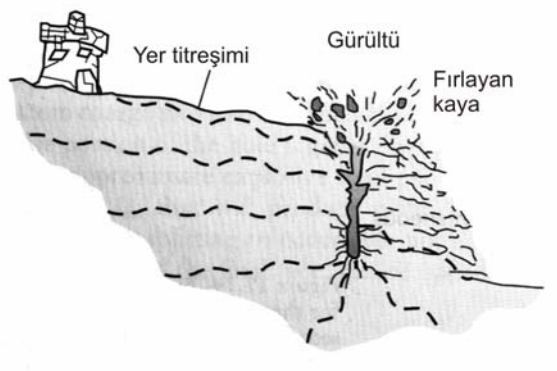


Şekil 11.14 Üretim patlatması sırasında ön-makaslama için rötar sıralamasını gösteren devamlı yarma için patlatma prosedürü (ISEE, 1998'den uyarlanmıştır).

Şekil 11.14'de bir yarmanın ön-makaslaması için mümkün bir patlayıcı deliği ateşleme sıralaması planı görülmektedir. Örtünün sonsuz olması ve elverişsiz yerdeğiştirmesinin mümkün olmamasından dolayı bu kazı ön-makaslama için uygundur. Yarmanın her bir tarafındaki kesme hattı delikleri önce ateşlenir ve sonra 'V' kesmesi şeklinde üretim patlatması ile devam edilir. Teorik olarak ön-makaslama ateşleme uzunluğu sonsuzdur. Ancak, kaya özelliklerinin değişmesi ve yüklemenin zayıf alanlarda aşırı parçalanmaya neden olması halinde, pratikte ana kazının önünde çok ileri mesafeye ateşleme yapılması problem çıkarabilir. Ön-makaslamayı ana patlatmadan önce sadece yarım atış öne taşımak suretiyle, ana patlatmadan kaya ile ilgili olarak elde edilen bilgiler bir sonraki ön-makaslama ateşlemelerine uygulanabilir.

11.5 Patlatma Hasarı ve Kontrolü

Kent alanlarındaki patlatmalar yapılara hasar riskini ve civarda yaşayan ve çalışan insanlara verilebilecek rahatsızlığı azaltmak amacıyla çoğu zaman kontrol edilmek durumundadır. Patlatmadan dolayı oluşabilen üç çeşit hasar aşağıdaki gibi sıralanabilir (Şekil 11.15):



Şekil 11.15 Patlatma hasarının nedenleri.

(a) *Yer titreşimleri*: Patlatma alanından yayılan şok dalgalarının oluşturduğu yer titreşiminden kaynaklanan yapısal veya kozmetik hasar.

(b) *Kaya fırlaması*: Patlatma sırasında fırlayan kaya parçalarının çarpmasıyla oluşan hasar.

(c) *Hava basıncı ve gürültü*: Atmosferde oluşan aşırı basıncın neden olduğu hasar.

Hasara neden olan temel mekanizma, patlayıcının ateşlenmesiyle oluşan şok dalgasının hemen komşu alanda yayılması sırasında taşıdığı aşırı enerjidir. Şok dalgası yayılması sırasında enerji azalması iki şekilde olur. Birincisi, kayayı kırma ve deforme etmeye harcanan enerji; ikincisi de, dalga cephesinin giderek büyüyerek, enerjinin zamanla daha büyük kaya hacmi içinde dağılmasıdır. Kayayı kırmaya yereli enerjinin kalmadığı uzak mesafelerde yapılara hasar vermeye yetecek kadar büyük titreşimler meydana gelir. Ayrıca, örtünün patlayıcı gazları yeterince hapsedemediği durumda, yüzeyde serbest kalan şok dalgası hem kaya fırlamasına hem de aşırı gürültüye neden olabilir.

Kentsel alanlarda patlatma tasarımı yaparken, patlatma alanı civarındaki potansiyel hasarın göz önüne alınmasının yanında, sahadan biraz daha uzak bölgelerdeki insanlara verilebilecek rahatsızlık da dikkate alınmalıdır. Potansiyel hasar zonu dışında yaşayan insanların duyduğu rahatsızlık bazı şikayetlere, hatta asılsız tazminat taleplerine neden olabilir. Bu altbölümde izin verilebilir titreşim ve hava basıncı düzeyleri hakkında bilgi verilmiş ve yapılardaki hasar ile insanlara verilen rahatsızlığı önleme yöntemleri üzerinde durulmuştur.

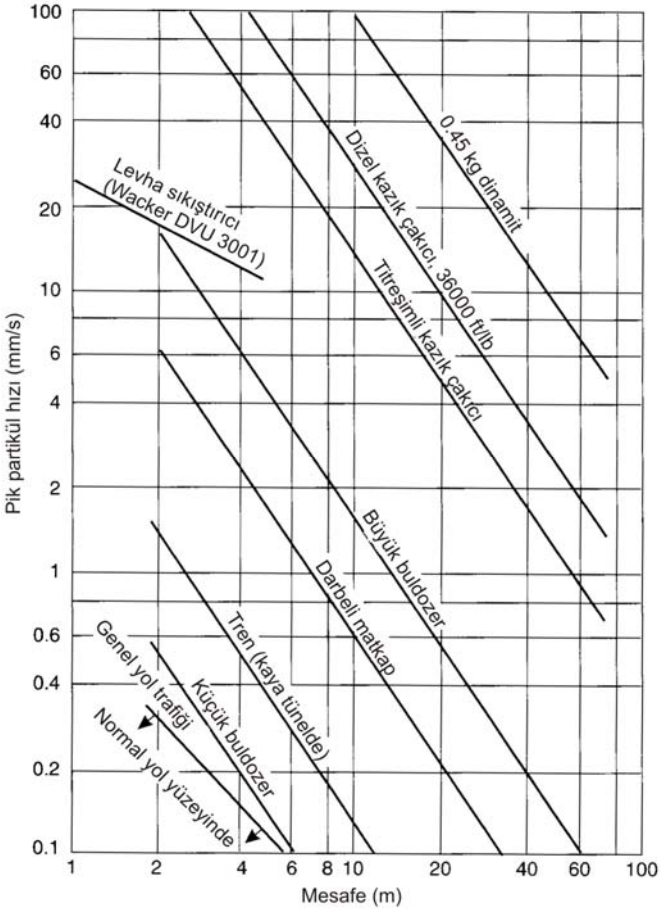
Kentsel alanlardaki çoğu inşaat projelerindeki patlatmalar, çok sayıdaki olası titreşim kaynaklarından sadece biridir. Şekil 11.16'da değişik inşaat ekipmanlarından kaynaklanan pik partikül hızının 0,45 kg'lık dinamitin patlatılmasıyla oluşan titreşimlerle karşılaştırılması görülmektedir. Bir patlayıcı şarjının ateşlenmesi, muntazam (veya yarı muntazam) titreşimler üreten ağır makineler gibi diğer kaynaklara kıyasla kısa süreli, geçici titreşimler oluşturur. Geçici titreşimlerin pik partikül hızları daha büyük olmasına rağmen, muntazam titreşimlerin insanlara verdiği

rahatsızlık geçici titreşimlerinkinden genellikle daha fazladır. Ayrıca, muntazam kaynaklardan ileri gelen titreşimler, kaynağa yakın yerde yapılara da zarar verebilir; buna göre, bazan patlayıcılar dışındaki titreşimlerin etkileri de göz önüne alınmalıdır.

11.5.1 Yer Titreşimiyle Oluşan Hasar

Aşağıda, yer titreşimlerinin özellikleri açıklanmış ve bu özelliklerin bu hareketlerle deformasyona maruz kalan yapılardaki hasar ile ilişkisi üzerinde durulmuştur.

Serbest yüzeye yakın bir yerde patlatma yapıldığı zaman, kayanın şok dalgasına elastik tepkisi iki cisim dalgası ve bir yüzey dalgasının oluşması şeklindedir. Kaya içinde yayılan iki cisim dalgası arasında daha hızlı olanı basınç (veya *P*) dalgası; yavaş olanı ise kesme (veya *S*) dalgasıdır. Yüzey (veya *R*) dalgası cisim dalgalarından daha yavaştır; bu dalgayı bulan Raleigh'in adına atfen verilmiş bir dalga ismidir. *R* dalgası yüzey boyunca yayıldığından ve genliği de mesafe göre cisim dalgalarından daha yavaş sönümlendiğinden, titreşim hasarı açısından en önemli dalgadır.



Şekil 11.16 İnşaat makinelerinin oluşturduğu pik partikül hızlarının patlayıcı şarjı ile karşılaştırılması (Wiss, 1981'den uyarlanmıştır).

Tipik patlatma sahalarında geometrik ve jeolojik koşullardaki geniş değişimler, yer hareketi büyüklüklerinin elasto-dinamik denklemlerle çözülmesini imkânsızlaştırır. Bu nedenle, en güvenilir kestirimler gerçek patlatmalardan elde edilen gözlemlere dayalı olarak yapılmaktadır.

Kesme dalgalarının en kolay ölçülen üç özelliği ivme, hız ve yerdeğiştirme olup, yapılardaki hasar ile deneştirme açısından bunlar arasında en uygun olan parametrenin hız olduğu düşünülmektedir. Gerilme dalgasının düşey, yatay ve ışınsal olmak üzere üç bileşeni vardır; bunların üçü de ölçülerek Pik

Partikül Hızı (PPV) olarak adlandırılan en büyüğü belirlenir ve hasar potansiyelini değerlendirmede kullanılır. Bir gerilme dalgasının partikül hızı ile dalganın yayılma hızı arasındaki fark aşağıdaki gibi açıklanabilir. Dalgalar yerden geçerken, kaya veya zemindeki her bir partikül eliptik bir harekete maruz kalır; patlatma hasarını değerlendirmede ölçülen hız, bu dalgalanmalı hareketin hızıdır (muhtemelen en çok 0,5 m/s civarında). Bunun aksine, yayılma hızı 600-3600 m/s aralığında olup, bunun hasar ile doğrudan bir ilişkisi yoktur.

Yer hareketi sinüsoidal bir dalga olarak tanımlanabilir (Şekil 11.17). Partikül hızının (v) zamanla (t) değişimi aşağıdaki bağıntı ile ifade edilir:

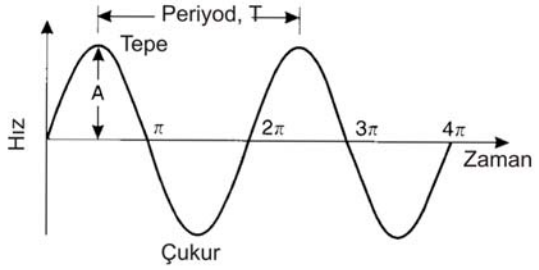
$$v = A \sin(wt) \qquad (11.12)$$

Burada, A = dalganın genliği ve w = açısal hızdır. Açısal hızın büyüklüğü aşağıdaki gibi ifade edilir:

$$w = 2\pi f = 2\pi / T \qquad (11.13)$$

Burada, f = frekans (saniyedeki titreşim sayısı veya Hertz) ve T = periyoddur (tam bir dalga devri için gerekli zaman). Titreşimin dalga boyu (L) tam bir dalga devrinin iki tepe noktası arasındaki mesafe olup, periyod (T) ve yayılma hızı (V) arasındaki ilişki şu şekildedir:

$$L = VT \qquad (11.14)$$



Şekil 11.17 Tipik yer titreşimleri için sinüsoidal dalga hareketi.

Partikül hızının (v) ölçülmüş olması halinde, yerdeğiştirme (δ) integrasyon ile ve ivme de (a) türev alarak bulunabilir:

$$\delta = v / w \qquad a = wv \text{ (m/s}^2\text{)}$$

veya

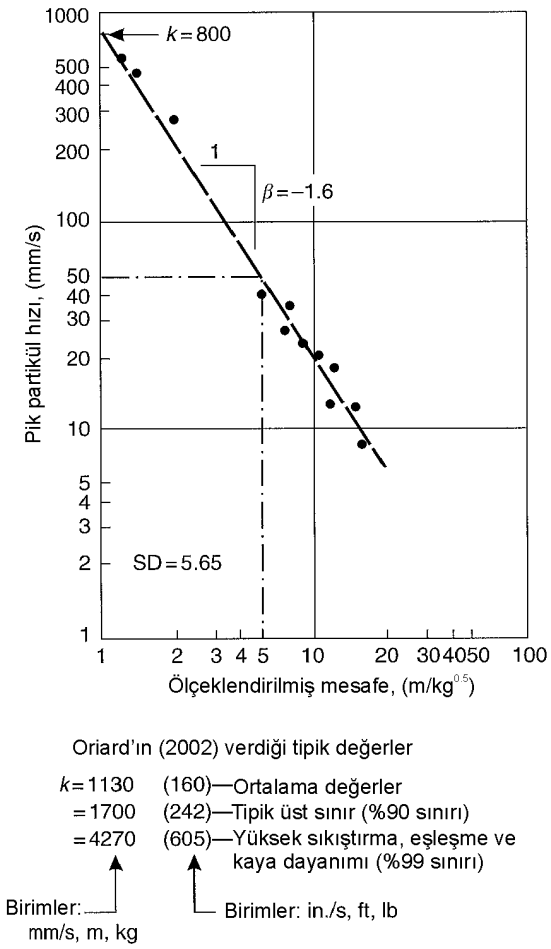
$$a = wv /9{,}81 \text{ (g/ms}^2\text{)} \qquad (11.15)$$

Patlatma geometrisi ile yer titreşimi arasındaki en güvenilir ilişki, partikül hızı ile *ölçeklendirilmiş mesafe* ilişkisidir. Ölçeklendirilmiş mesafe $R / (W)^{0,5}$ olup; burada, R = ateşleme noktasından uzaklık (m) ve W = her bir rötarda ateşlenen patlayıcı kütlesidir (kg). Arazi deneyleri, maksimum partikül hızı (V; mm/s) ile ölçeklendirilmiş mesafe arasındaki ilişkinin aşağıdaki atenasyon bağıntısı şeklinde olduğunu ortaya koymuştur (Oriard, 1971):

$$V = k\left(\frac{R}{\sqrt{W}}\right)^{\beta} \qquad (11.16)$$

Burada, k ve β belirli bir saha için ölçümlerle belirlenmesi gerekli olan sabitlerdir. (11.16) denklemi log-log eksenli diyagramda düz bir çizgi verir; diyagramda ölçeklendirilmiş mesafenin 1 değerine karşılık gelen PPV değeri k'yi, düz çizginin eğimi de β'yı verir. Böyle bir diyagrama örnek, Şekil 11.18'de verilmiştir.

Şekil 11.19'daki gibi hazırlanmış bir grafikten veri elde edebilmek için, uygun bir izleme cihazı ile titreşim ölçmeye gerek yoktur. Tablo 11.15'de patlatma titreşimi ile birlikte kazık çakma makineleri gibi bir dizi inşaat makinesinden kaynaklanan titreşimlerin ölçümlerine ait özel şartlar verilmiştir. Patlatma dışındaki uygulamaların izlenmesinin önemi, ekipmanların faydalı frekans aralığıdır; Instantel DS667 için bu aralık 2-250 Hz olup, bu aralık dışındaki titreşimlerin algılanmayacağı anlamına gelir. Mevcut (2003 yılı itibariyle) ekipmanların özelliklerinden bazıları, yer titreşimleri (düşey, boyuna ve enine eksenlerde hız, ivme ve yerdeğiştirme) ile hava basıncının ölçülmesidir. Bundan başka, aletlerde önceden ayarlanmış bir titreşim düzeyi veya hava basıncı tespit edildiği zaman harekete geçen bir tetikleme mekanizması da bulunur. Sonuçlar sayısal olarak kaydedilir ve bu şekilde arşivleme veya daha sonra kullanma amacıyla bilgisayarlara indirilebilir.



Şekil 11.18 Atenasyon sabitleri *k* ve β'nın belirlenmesi için, bir patlamada ölçülen partikül hızı ile ölçeklendirilmiş mesafe arasındaki hipotetik diyagram.

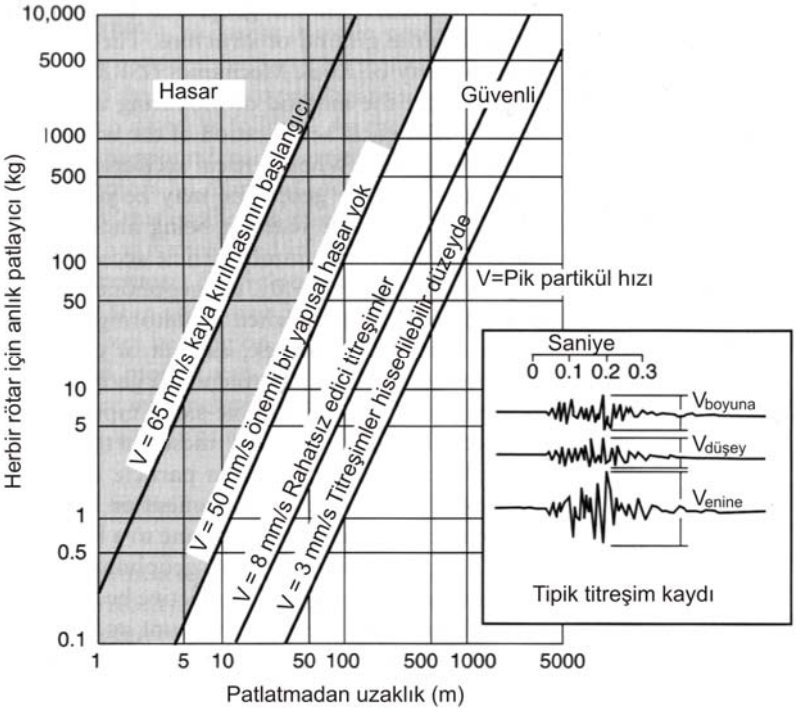
Yer titreşimlerinin ölçümü, ilgi konusu yapının yakınında olacak şekilde yer yüzeyine veya yapının kendi üzerine jeofonların yerleştirilmesini kapsar. Jeofonların yapıya veya yere sıkı bir şekilde yerleştirilmiş olması önemlidir. Uluslararası Kaya Mekaniği Derneği (ISRM, 1981), yerleştirme yönteminin, izlenen dalga treninin partikül ivmesinin bir fonksiyonu olduğunu öne sürmüştür. Düşey ivmeler 0,2*g*'den küçük olduğu zaman, jeofonlar yere ankrajlanmaksızın yatay bir düzlem üzerine oturtulabilir. Maksimum pik ivmeler 0,2*g* ile 0,1*g* arasında olduğu zaman, zeminde izleme yaparken jeofonlar tamamen gömülmeli; kayada asfaltta veya betonda ölçüm yaparken de bu yüzeylere sıkıca iliştirilmelidir. Jeofonların bu yüzeylere yerleştirilme yöntemleri, çift taraflı bant, epoksi veya çabuk donan beton şeklinde olabilir. Bu yöntemlerin tatmin edici olmadığı veya maksimum partikül ivmesinin 1,0*g*'yi aştığı durumda, jeofonları sert yüzeye bağlamak için kullanılan uygun yöntemler, çimento veya cıvata kullanımı olabilir. Jeofonların üzerine kum torbaları koymak suretiyle sabitlemeye çalışmanın, torbanın jeofon ile aynı miktarda hareket etmesinden dolayı etkin olmayacağına dikkat ediniz. Tüm durumlarda jeofon terazilenmiş ve uzun ekseni de patlatma noktası ile ışınsal olarak yönlenmiş olmalıdır.

Titreşim Hasarı İçin Eşik Değerleri: Değişik yapılarda oluşan hasar için eşik titreşim düzeylerini hesaplama konusunda çok çalışma yapılmıştır (Siskind vd., 1976; Stagg vd., 1984). Tablo 11.6'da liste halinde verilen bu pik partikül hızları arazideki çok sayıda gözleme dayalı olarak belirlenmiş olup, yer titreşimlerinin kontrol edilmesi gerektiği patlatmaların tasarımı için bir temel oluşturmada güvenli bir şekilde kullanılmaktadır.

Kentsel alanlarda en sık kullanılan hasar kriteri 50 mm/s'lik bir pik partikül hızı olup, bu değerin altındaki hızlarda çoğu mesken yapıları için hasar riski çok azdır. Ancak, kötü inşa edilmiş yapılarda ve tarihsel önemi olan diğer bazılarında izin verilebilir titreşim düzeyi 10 mm/s kadar düşük olabilir. Bunun için gerekli sınır değeri, binanın yapısal koşullarına göre belirlenir.

Şekil 11.19'da yapının patlatmadan uzaklığı, her bir rötar için ateşlenen patlayıcı ağırlığı ve yapıda beklenen pik partikül hızı arasındaki ilişki verilmiştir. Bu diyagramlar, k = 1600 ve β = –1,5 değerleri (11.16) eşitliğinde kullanılarak hazırlanmıştır. Mesken yapılarında patlatma hasarının değerlendirilmesinde bir kılavuz olarak kullanılması amaçlanmıştır. Patlatma tasarımına ve bu grafiğe göre, titreşim düzeyinin hasar eşik değerine yakın olması halinde yapılması gereken mantıklı işlem, genellikle deneme patlatmaları yapma ve

üretilen titreşimleri ölçme şeklindedir. Bu veriler Şekil 11.18'dekine benzer bir grafik oluşturmada kullanılabilir; bundan da sahanın *k* ve β sabitleri belirlenebilir. Sabitler, rötar başına hesaplanan izin verilebilir şarj ağırlığına dayalı olarak patlatma tasarımı yapmada kullanılabilir. *k* ve β değerlerinin bir sahadan diğerine önemli ölçüde değiştiği gözlenmiştir. Bu nedenle, rötar başına izin verilebilir patlayıcı ağırlıklarında tutucu kısıtlamalar getirilmediği sürece, kritik durumlarda titreşim ölçümleri yararlıdır.



Şekil 11.19 Mesken yapıları için tipik patlatma titreşim kontrol diyagramı.

Şekil 11.19'da her bir rötarda ateşlenen 100 kg'lık patlayıcının, atış noktasından 100 m'den daha yakın mesafedeki evlerde sıvada çatlama meydana getirdiği görülmektedir. 850 m'ye kadar varan daha uzak mesafelerde titreşimler halen hissedilebilmektedir. Herbir rötarda ateşlenen patlayıcı miktarını yarıya (50 kg'a) indirmek suretiyle, bu mesafeler sırayla 70 m ve 600 m'ye kısalır. Bu nedenle, rötar başına ateşlenen patlayıcı miktarını sınırlamada rötarların kullanılması, hasarın kontrol edilmesine ve patlatma işlemlerine kamunun tepkisine karşı en etkin yöntemdir.

Titreşim Frekansının Yer Titreşimlerine Etkisi: Hasar potansiyelini değerlendirmede titreşim frekansı da önemlidir. Ana frekans (yani, genliği en büyük olan palsın frekansı) yaklaşık olarak yapının doğal frekansına eşit ise, ana ve doğal frekansın önemli derecede farklı olduğu durumdakine kıyasla daha büyük bir risk potansiyeli var demektir (Dowding, 1985). İki katlı bir konutun doğal frekansı 5 ile 20 Hz arasında olup, yapının yüksekliği arttıkça doğal frekansı azalır. Bir patlatmanın ana frekansı patlatma tipi, patlatma noktası ile yapı arasındaki mesafe ve yer titreşimlerinin geçtiği malzeme gibi faktörlere dayalı olarak değişir. Tipik inşaat patlatmalarında oluşan ana frekanslar 50-200 Hz. arasında değişir. Büyük taş ocağı ve maden işletmesi patlatmalarının inşaat patlatmalarından daha düşük ana frekanslı titreşimler ürettiği ve frekans atenasyonundan dolayı ana frekansların patlatmadan itibariyle mesafeye bağlı olarak sönümlendiği gözlenmiştir.

Tablo 11.5 Instantel DS 677 teknik şartları.

Aralıklar	Tüm kanallar kendinden yeniden düzenlemelidir. Sismik (üç kanallı): (0-250 mm/s)[a] Hava basıncı (bir kanallı): [140 dB'e (200 kPa'ya) kadar pik].
Tetikleme düzeyleri	Sismik: 0,50 – 50,85 mm/s Hava basıncı: 92-129 dB (0,8-56,4 kPa)
Çözünürlük	Sismik: 0,1245 mm/s Hava basıncı: 1 dB (0,02 kPa)
Frekans tepkisi	Tüm kanallar 2-250 Hz, ± 3 dB (kayıt zamanından bağımsız)
Kayıt zamanları	Standart: 1 s'lik adımlarda 1-7 s Seçenek: 1 s'lik adımlarda 1-10 s Tüm kayıtlarda fazladan bir 0,25 s'lik tetikleme öncesi.
İvme	0,013*g* çözünürlükle 30*g*'ye kadar hesaplanır (0,01'i sergilenir)
Yerdeğiştrme	38 mm'ye hesaplanır Metrik çözünürlük 0,000127 mm olup, 0,001 sergilenir.

Not
[a] Ölçüm birimleri (İngiliz veya Metrik) kullanıcının tercihine bağlıdır. Hava basıncı değerleri rms ağırlıklıdır.

Tablo 11.6 Pik partikül hızı eşik hasar düzeyleri.

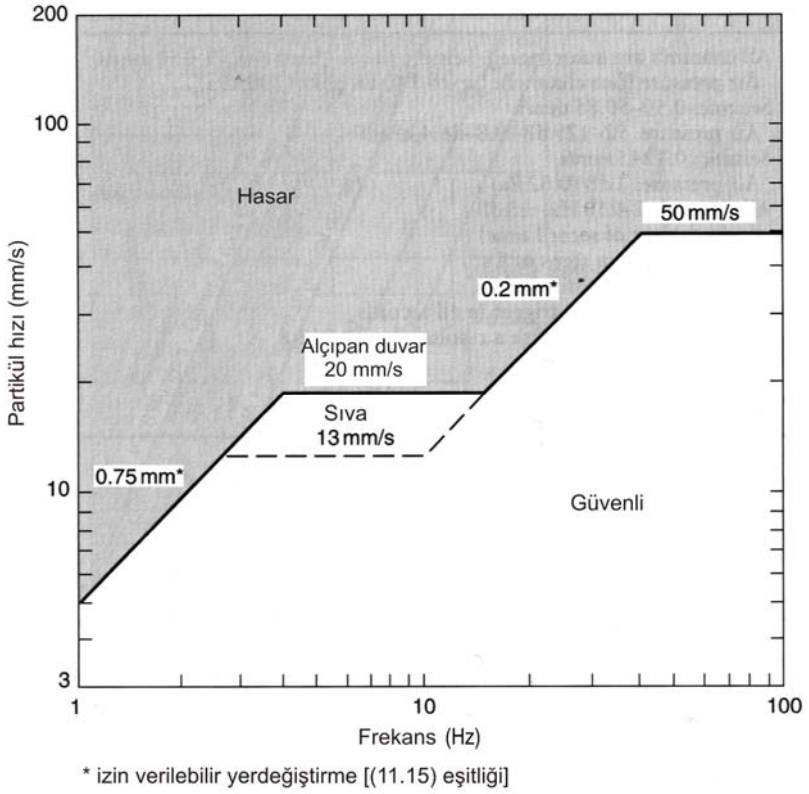
Hız (mm/s)	*Etki/hasar*
3 – 5	İnsanlarca algılanabilen titreşimler
10	Kötü inşa edilmiş ve eski yapılar için yaklaşık sınır
33 – 50	İnsanların karşı çıkabileceği titreşimler
50	Hasar riski için sınır değeri
125	Hafif hasar, sıvalarda çatlama, önemli şikayetler
230	Beton bloklarda çatlama

Şekil 11.20'de pik partikül hızı, titreşim frekansı ve mesken tipi konutlar için yaklaşık hasar eşikleri arasındaki ilişki görülmektedir. Bu diyagrama göre, artan frekansla birlikte izin verilebilir PPV de artmaktadır.

Jeolojinin Yer Titreşimleri Üzerine Etkisi: Patlatma titreşimlerinin ölçüm yerinde bulunan örtü tarafından değiştirildiği gözlenmiştir. Örtü üzerinde ölçülen titreşimlerin, patlatmadan aynı mesafede kaya üzerinde ölçülen titreşimlere göre genelde frekansları düşük ve genlikleri yüksektir. Bunun sonucunda iki lokasyondaki pik partikül hızı aynı olmakla birlikte, örtüdeki düşük frekanslı titreşimler patlatma titreşimlerinin insanlar tarafından daha kolay bir şekilde hissedilmesine neden olur.

İyileştirilmemiş (uncured) Betondaki Titreşimler: Bazı inşaat projelerinde iyileştirilmemiş beton yakınında patlatma işlemlerine gerek duyulabilir. Böyle durumlarda rötar başına patlayıcı şarj ağırlıkları; yer titreşimleri betonun yaşı, betonun patlatmadan uzaklığı ve yapının çeşidi ile belirlenen sınırlar içinde kalacak şekilde tasarlanmalıdır (Oriard ve Coulson, 1980; Oriard, 2002). Tablo 11.7'de masif beton için izin verilebilir pik partikül hızı düzeyleri ile betonun yaşı arasındaki yaklaşık ilişki verilmiştir. Dört saatten daha kısa yaşlarda beton henüz katılaşmamış olup, yer titreşimlerine izin verilebilir; beton katılaşırken giderek artan titreşim düzeylerine izin verilebilir.

Tablo 11.7'de ayrıca (mesafe faktörü DF ile işaret edildiği gibi) artan mesafe ile birlikte titreşim düzeylerinin azaltılması gerektiği görülmektedir. Yüksek frekanslarda beton daha yüksek titreşim düzeylerine dayanabilir; çünkü, daha düşük frekanslarda yapıda daha büyük sapmalar meydana gelir. Yeni dökülmüş betondan oluşan yapısal duvarlar için bu durum özellikle önemlidir. Frekansın mesafeye göre atenasyonu söz konusu olduğundan, patlatmadan uzaklaştıkça titreşim frekansları azalır. Bu frekans atenasyonunun sonucu, eşit iyileştirme zamanlarında daha yakın mesafede daha yüksek titreşim düzeylerine izin verilme şeklindedir.



Şekil 11.20 Mesken tipi yapılarda patlatmadan kaynaklanan titreşimler için izin verilebilir titreşim düzeyleri (Siskind vd., 1980).

Tablo 11.7 Betonun yaşı ile izin verilebilir partikül hızı arasındaki ilişki (Oriard, 2002).

Dökümden itibaren betonun yaşı	*İzin verilebilir PPV,* mm/s (in./s)
0 – 4 saat	100 (4) X DF
4 saat – 1 gün	150 (6) X DF
1 – 3 gün	225 (9) X DF
3 – 7 gün	300 (12) X DF
7 – 10 gün	375 (15) X DF
10 günden çok	500 (20) X DF
Mesafe Faktörü, DF	*Patlatmadan uzaklık,* m, (ft)
1,0	0 – 15 (0 – 50)
0,8	15 – 46 (50 – 150)
0,7	46 – 76 (150 – 250)
0,6	>76 (> 250)

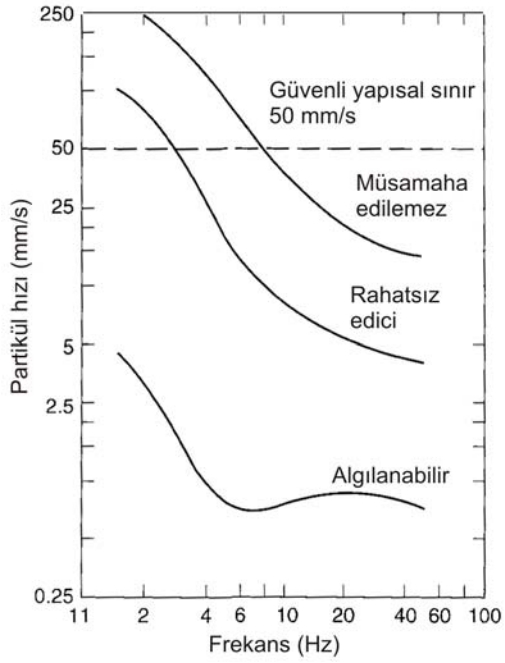
Betonun performansını ve Tablo 11.7'de verilen ilişkiyi teyit etmek için, kritik koşullarda titreşim ölçümü ve dayanım deneyleri yapılması gerekir.

Elektronik Ekipman ve Makineler: Elektronik/elektrik ekipmanlardan bazıları titreşimlere duyarlıdır. Bilgisayar disk sürücüleri, röle istasyonları ve fiber optik kablolar gibi telekomünikasyon ekipmanları ile birlikte cıvalı kapatma düğmeleri içeren eski model güç dönüştürücüler gibi elektrik ekipmanlar üzerinde çalışmalar yapılmıştır. Patlatma, kazık çakma veya diğer aktivitelerden kaynaklanan titreşimler bu ekipmanların çalışmasını etkileyebilir; izin verilebilir titreşim düzeyleri hakkında imalatçı tarafından sağlanan bir kılavuz yoksa, dikkatlice kalibre edilmiş deneme patlatmaları gerekli olabilir.

Patlatma Titreşimlerine İnsanların Tepkisi: İnsanlar titreşimlere çok duyarlı olup, potansiyel hasar zonunun çok ötesindeki patlatma etkilerini hissedebilirler. Şekil 11.21'de pik partikül hızı, frekans ve titreşimlere olası insan tepkisi arasındaki ilişki

görülmektedir. Buna göre, düşük frekanslı titreşimler yüksek frekanslı olanlara göre daha kolay hissedilmektedir. Patlatma titreşimlerinin frekansı genellikle 50 – 200 Hz aralığındadır.

Titreşimlerin Kontrolü: Patlatma titreşimlerinin belirli bir lokasyondaki büyüklüğü, patlatmadan uzaklığa ve rötar başına kullanılan patlayıcı miktarına bağlıdır. Altbölüm 11.4'de ele alınan patlatma tasarımları arasında en önemli olanlar; her bir delik veya delikler sırası bir serbest yüzeye doğru kırılacak şekilde, rötarlar ile birlikte doğru ateşleme sıralamasının kullanımıdır.



Şekil 11.21 Patlatma titreşimlerine insan tepkisinin, partikül hızı ve frekans ile ilişkisi (Wiss, 1981'den uyarlanmıştır).

Patlatmadan belirli bir mesafedeki titreşim düzeylerini kontrol etmek için, rötar başına patlayıcı şarjının (11.16) denkleminde verilen ilişkiye göre sınırlandırılması gerekir. Rötar başına izin verilebilir patlayıcının deneme patlatmalarından veya tasarım diyagramlarından hesaplanmasıyla, tek bir rötarda kaç deliğin patlatılabileceği bulunur. Tek bir delikteki patlayıcı şarjı izin verilebilir miktardan fazla ise, ya delikler daha kısa olmalı ya da desteli şarjlar kullanılmalıdır. Desteli bir şarjda patlayıcı yükü tıpalama ile ayrılır ve her bir patlatıcı ayrı bir rötar ile patlatılır. her bir şarjın ürettiği titreşimlerin yapıcı girişim riskini sınırlamak için, şarjlar veya delikler arasındaki minimum rötar aralığı yaklaşık 15-20 ms'dir.

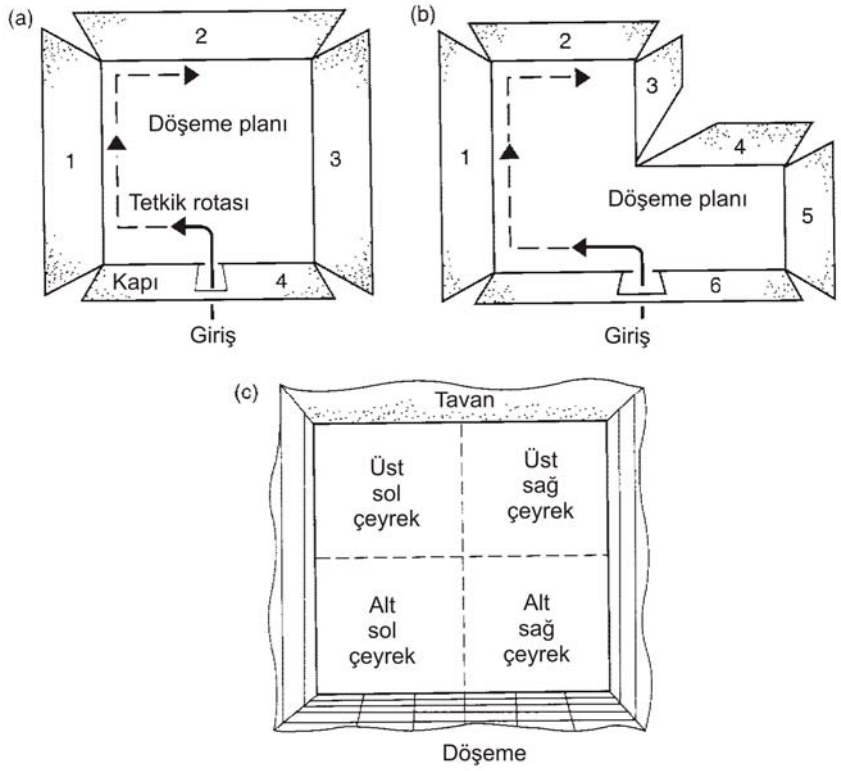
Patlatma Öncesi Gözlemleri: Patlatma titreşimlerinden dolayı yapılarda hasar potansiyelinin bulunduğu yerlerde, potansiyel hasar zonu içindeki tüm yapılarda genellikle patlatma öncesi gözlem yapılır. Bu gözlemler sırasında yapılarda önceden mevcut çatlakların tümü ile diğer yapısal hasar ve oturma problemleri kaydedilir, gerektiği yerlerde fotoğraflar ve/veya video filmleri ile belgelenir. Yüzey Madenciliği Bürosu (OSM, 2001) gözlemin sistematik ve kapsamlı olmasını temin etmeye yönelik olarak, yapısal hasarı kaydetmede standartlaştırılmış bir yöntem hazırlamıştır (Şekil 11.22). Bina gözlemine ek olarak, insanları patlatma işlemleri hakkında bilgilendirecek bir halkla ilişkiler programı ve dikkatlice belgelenmiş titreşim ölçümleri genellikle şikâyetleri ve sahte hasar taleplerini asgariye indirecektir.

11.5.2 Fırlayan Kayaların Kontrolü

Ön sıra örtüsü yetersiz olduğu zaman veya tıpalama kolonu patlayıcı gazlarını hapsetmeye yetecek uzunlukta olmadığı zaman bir krater oluşur ve kraterden fırlatılan kaya hayli uzak mesafelere kadar gidebilir (Şekil 11.23). Bu şekilde, ayrıca fırlayan kayanın kötü delik açma ile birlikte patlayıcı gazların kaya kütlesindeki süreksizlikler boyunca kaçmasına izin veren jeolojik koşullar tarafından ileri gelebileceği de görülmektedir.

Pratikte, tasarımın tavsiye edilen tıpalama ve örtü boyutlarına göre yapılmış olması halinde bile, kaya fırlamasının tam olarak önlenmesi zordur. Bu nedenle, yapılarda hasar olasılığının bulunduğu yerlerde kaya fırlamasını önlemeye yönelik patlatma levhaları kullanılmalıdır. Bu levhalar

birbirine zincirle tutturulmuş araba lastiklerinden ya da taşıma bandı şeritlerinden oluşur. Levhanın patlayıcı enerjisiyle yerdeğiştirme olasılığı bulunan yerlerde levha üzerine toprak ağırlık konması ya da temel kayaya ankrajlanması gerekir.



Şekil 11.22 Yapı hasarı gözlem yöntemi: (a) Duvar teşhis prosedürü; (b) çoklu duvar teşhis prosedürü; (c) ayrıntılı duvar teşhis prosedürü (Office of Surface Mining, 2001).

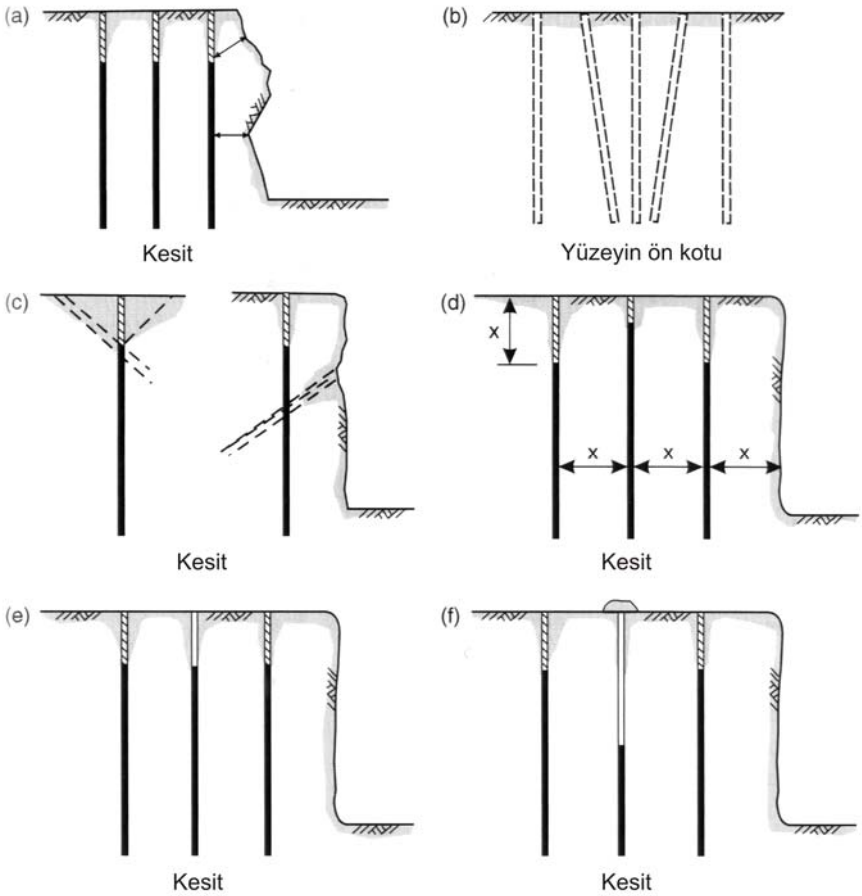
11.5.3 Hava Basıncı ve Gürültünün Kontrolü

Aynı sebepten dolayı ortaya çıktıkları için, bu iki problem birlikte değerlendirilir. Patlayıcıya yakın yerde oluşan hava basıncı, pencerelerde kırılma gibi yapısal hasara neden olabilir. Patlatmadan itibaren mesafeye bağlı olarak hava basıncı ile birlikte azalan gürültü rahatsızlığa ve patlatma işlemlerinin yapıldığı yerlere yakın yaşayanlarda şikayetlere neden olabilir.

Hava basıncı ve gürültü gelişimine katkıda bulunan faktörler; aşırı yüklenmiş delikler, kötü tıpalama, kaplamasız ateşleme kabloları, kayada yüzeye kadar uzanan kırıklar boyunca patlayıcı gazların kaçması ve krater oluşumuna neden olan yetersiz örtü gibi faktörlerdir. İşin doğrusu, Şekil 11.23'de görülen delik dizilim ve yükleme koşullarının çoğunda kaya fırlamasına ek olarak hava basıncı da oluşabilir.

Basınç dalgasının yayılması, sıcaklık, rüzgar ve basınç-rakım ilişkilerine bağlıdır. Patlatmadan belirli bir mesafe yüksekte bulunan bulut örtüsü de basınç dalgasını geriye yansıtarak yer yüzüne gönderebilir. Şekil 11.24'de şok dalgasının kota bağlı sıcaklık değişimlerinden etkilenme şekli görülmektedir. Buna göre, hava basıncı problemlerinin en şiddetli olduğu durumlar, sıcaklık terslenme zamanlarında ortaya çıkmaktadır.

Şekil 11.25'de yapıların ve insanların ses basınç düzeyine tepkisine dair faydalı kılavuz bilgiler verilmiştir (Ladegaard-Pedersen ve Dally, 1975). A.B.D. Madencilik Bürosu'nun önerdiği maksimum güvenli hava basınç düzeyleri, doğrusal pik ağırlıklı ağ kullanılarak yapılan basınç ölçümleri için 136 dB'dir. Desibel ile basınç arasındaki ilişki aşağıdaki denklem ile ifade edilir:



Şekil 11.23 Kaya fırlamasının yaygın olarak rastlanan nedenleri: (a) Yetersiz ön sıra örtüsü; (b) patlayıcıların bir yerde yoğunlaşmasına neden olan delik sapması; (c) zayıf damarların gazı kaya yüzeyine aktarması; (d) seki yüzeyine yakın yüklenmiş patlayıcılar; (e) hiç tıpalama içermeyen bazı kuyular; (f) sabit ağırlıkta patlayıcı veya sabit sayıda kartuşla yüklenmiş, ağızları kapatılmış delikler (CIL, 1984).

$$\text{dB} = 20 \log_{10} (P/P_0) \qquad (11.17)$$

Burada, P_0 = işitilebilecek en düşük sesin aşırı basıncıdır (yaklaşık 2 x 10^{-5} kPa).

Ses basıncının mesafe ile azalımı küp-kök ölçeklemesi ile kestirilebilir. Mesafeye göre ölçekleme faktörü K_R aşağıdaki gibi ifade edilir:

$$K_R = \frac{R}{\sqrt[3]{W}} \qquad (11.18)$$

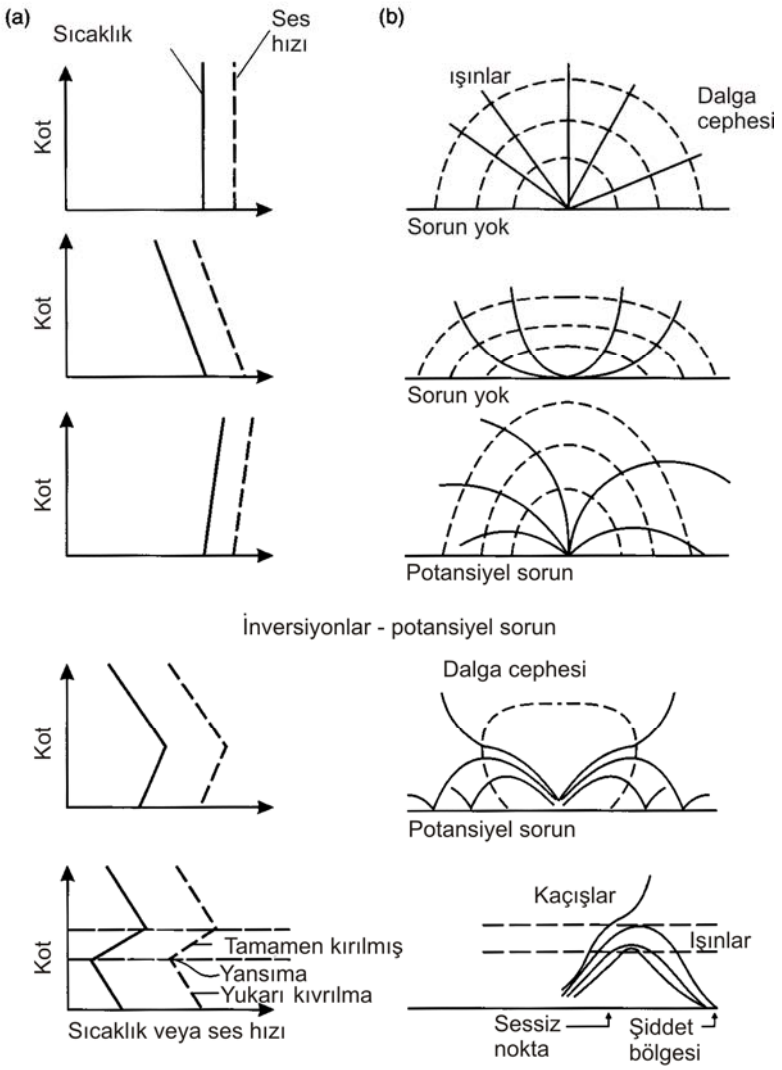
Burada, R = patlatma noktasından ışınsal uzaklık ve W = rötar başına ateşlenen şarj ağırlığıdır.

Şekil 11.26'da A.B.D. Madencilik Bürosu tarafından çok sayıda taş ocağında yapılan basınç ölçüm sonuçları orijinal İngiliz birimleri şeklinde verilmiştir. Örtü (B) değişken olup, tıpalama uzunluğu da kuyunun inç çapı başına 2,6 ft (0,31 m)'dir. Örnek olarak, 10 ft (3,1 m) kalınlığındaki örtü için 1000 lb (454 kg) şarj ateşlenirse, 500 ft (152 m) mesafedeki aşırı basınç aşağıdaki gibi hesaplanır:

$$\frac{R}{\sqrt[3]{W}} = \frac{500}{\sqrt[3]{1000}} = 50$$

ve

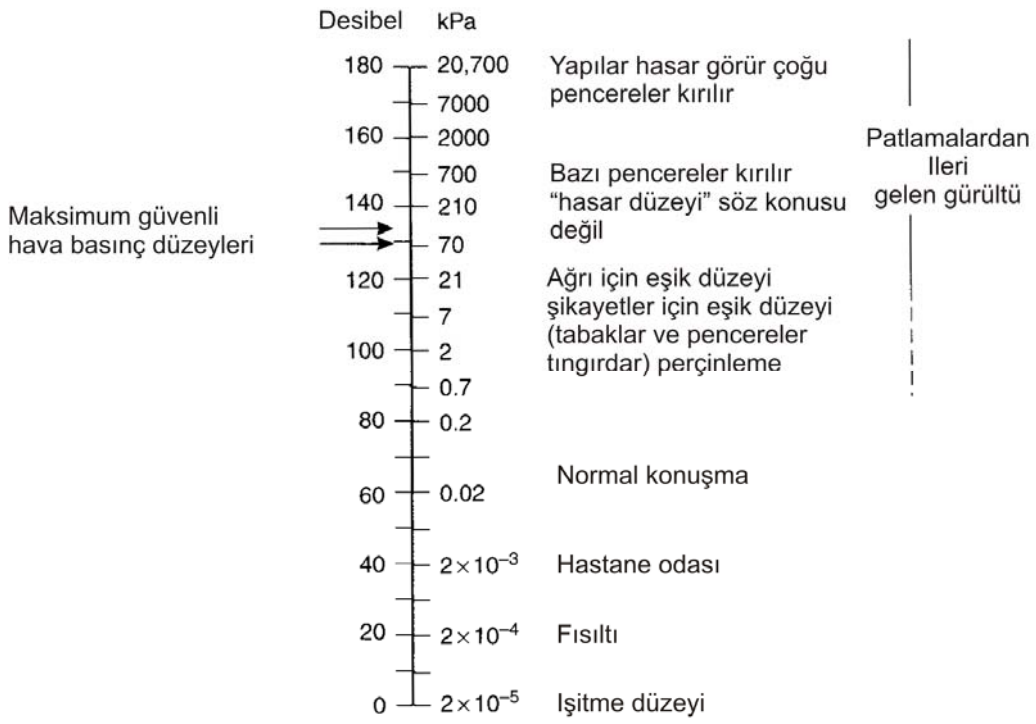
$$\frac{B}{\sqrt[3]{W}} = \frac{10}{\sqrt[3]{1000}} = 1$$



Şekil 11.24 Atmosferik koşulların hava basıncına etkisi: (a) Sıcaklık ve ses hızının yükseklik ile değişimi; (b) buna karşılık gelen ses ışınları ve dalga cephesi paterni.

Şekil 11.26 'dan aşırı basıncın yaklaşık 0,015 psi (0,1 kPa) veya 74 db olduğu bulunur.

Bu hesaplamalar, patlayıcı şarjının kendisi tarafından üretilen hava basıncı ile ilişkilidir. Ancak, hava basıncının önemli bir kısmı ateşleme kablosu tarafından üretilir ve ateşleme kablosunu kum ile örtmek suretiyle gürültü azaltılabilir. Alternatif olarak, şok dalgasını çok az bir gürültü ile ileten ince plastikten oluşan Nonel gibi bir ateşleme sistemi kullanılabilir.



Şekil 11.25 Ses basınç düzeyine insanların ve yapıların tepkisi (Ladegaard-Pedersen ve Dally, 1975).

11.6 Örnek Problem 11.1 Patlatma Tasarımı

Verilen

Patlatma ile 6 m yüksekliğinde bir kaya palye kazısının yapılması planlanmaktadır. Kaya, ince ve iyi çimentolanmış katmanlardan oluşmaktadır. Yamaç ile aynı yönde ve çok eğimli olan kayanın özgül ağırlığı 2,6'dır. Mevcut patlayıcının özgül ağırlığı 1,3'dür. Kırılan kayanın yüklenme işlemi, erişim yüksekliği 5 m olan bir kepçe ile yapılacaktır.

İstenen

(a) Örtü, açıklık ve patlayıcı çapından oluşan uygun bir patlatma deliği paterni belirleyiniz.
(b) Alt-sondaj derinliğini, tıpalama uzunluğunu ve her kuyu için patlayıcı yükünü belirleyiniz.
(c) Toz faktörünü hesaplayınız (kg/m^3).

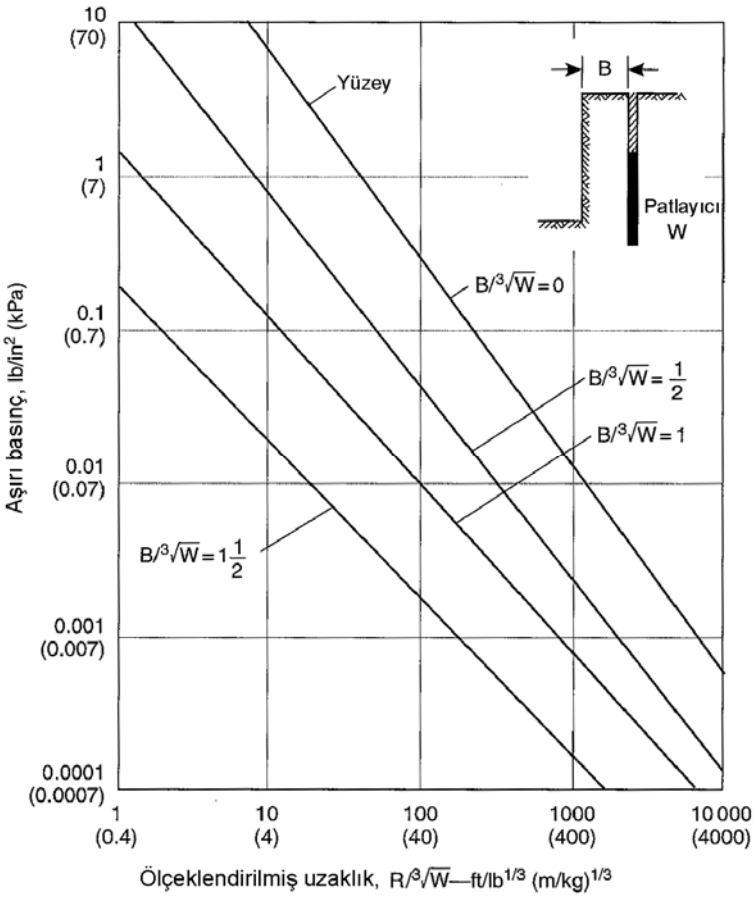
Çözüm

(a) Çoğu darbeli sondajlar iyi bir yön kontrolü ile penetrasyon hızı birlikte tek hamlede 6 m delebildikleri için, palyenin patlatması tek vardiyada yapılabilir; kepçenin 6 m yükseklikteki göçük kayayı kazması da tehlikeli olmaz.
0,3 rijitlik değeri ve 6 m yüksekliğinde palye için gerekli örtü mesafesi 1,8 m'dir [bkz. (11.1) eşitliği]. Kaya koşulunu hesaba katmak için gerekli ayarlanmış örtü; k_ψ = 1,18 ve k_s = 1,1 değerleri (11.4) eşitliği ile birlikte kullanıldığında 2,3 m olur.
(11.2) eşitliğinden hesaplanan patlayıcı çapı 78 mm'dir.
(11.5) eşitliğinden hesaplanan delikler arası açıklık 2,8 m'dir.
(b) Örtünün 0,3 katı tesviye altı derinliğine dayalı olarak, alt-sondaj derinliği 0,7 m'dir.
Örtünün 0,7 katı olan uzunluğa göre, tıpalama uzunluğu 1,6 m'dir.
Patlayıcı kolonunun uzunluğu (6 m'lik palye yüksekliğine, 0,7 m'lik alt-sondaj derinliğine ve 1,6 m'lik tıpalama uzunluğuna göre) 5,1 m'dir. Bu patlayıcı

uzunluğu, 1,3 özgül ağırlığı ve 78 mm çap için delik başına patlayıcı ağırlığı 31,7 kg'dır.

(c) 6 m palye yüksekliği, 2,3 m'lik örtü ve 2,8 m'lik açıklık için delik başına kırılması gereken kaya hacmi 38,6 m^3'dür.

Toz faktörü 0,8 kg/m^3'tür. Şekil 11.8'e göre patlatılan kayanın ortalama blok boyutu yaklaşık 0,4 m olur; bu da bir kepçe ile kolaylıkla yüklenebilir.



Şekil 11.27 Palye patlatması için ölçeklendirilmiş mesafenin fonksiyonu olarak aşırı basınç (Ladegaard-Pedersen ve Dally, 1975).

11.7 Örnek Problem 11.2 Kontrollü Patlatma Tasarımı

Verilen

Bir karayolu inşaatı için daha önce 6 m yüksekliğinde bir şev kazılmış olup, şev yüzeyinin geriye 3 m traşlanması gerekmiştir. Aşırı sökülmenin minimum olması ve bu yeni şevin duraylı kalması için, bu traşlamada kontrollü patlatma gerekmektedir.

İstenen

(a) Bu operasyon için en uygun kontrollü patlatma şeklini belirleyiniz.

(b) Mevcut patlayıcının çapı 25 mm ise; patlatma deliği çapını, patlayıcı şarjını (delik için kg/m olarak) ve delik açıklığını bulunuz.

(c) Patlayıcının özgül ağırlığı 1,1 ise, istenen şarjı sağlamak için patlayıcının delik içinde nasıl dağıtılması gerektiğini bulunuz.

(d) Mevcut yüzey ile nihai sıra arasında ikinci bir sıra patlatma deliklerinin açılmasına gerek olup olmadığını değerlendiriniz. İkinci sıra gerekli ise, bu sıranın son sıradan ne kadar uzak olması gerektiğini ve ne tür bir ateşleme

sıralaması kullanmak gerektiğini belirleyiniz.

Çözüm

(a) Kayanın 3 m'lik dilimini kaldırmak için yastık patlatması kullanılmalıdır. Karayolu inşasında hat sondajı çok ender durumlarda uygulanır. Çünkü, bu yöntem hem pahalıdır hem de çok yüksek kaliteli şevlere ihtiyaç duyulduğunda uygulanır. Ön-makaslama sadece örtünün en azından palye yüksekliğine eşit olduğu durumda kullanılır.

(b) 25 mm'lik patlayıcı çapı için, 50 mm çaplı bir deliğin verdiği /delik çapı/patlayıcı çapı oranı 2'dir. (11.9a) eşitliğine göre patlatma deliğinin metre uzunluğu başına gerekli patlayıcı şarjı 0,21 kg/m'dir.
(11.10b) denklemine göre, delikler arasındaki açıklık 0,8 m'dir.

(c) Çapı 25 mm ve özgül ağırlığı 1,1 olan patlayıcı kartuşu için patlayıcı ağırlığı 0,54 kg/m'dir. 0,21 kg/m'lik bir patlayıcı şarjı oluşturmak için, bu patlayıcının kuyu yukarı olası dağılımı 300 mm aralıklı 200 mm uzunluktaki kartuşlar şeklindedir.

(d) (11.11) eşitliğine göre, gerekli örtü kalınlığı en az 1 m'dir. Yastık patlatmasında toplam örtü 3 m olduğundan, yüzey gerisinde yaklaşık 1,5 m aralıklı deliklerin açılması gerekir. Ateşleme sırası, (11.7a) eşitliğine göre, ön sırayı son sıradan en az 20 ms önce ateşleme şeklindedir.

11.8 Örnek Problem 11.3: Patlatma Hasarının Kontrolü

Verilen

Patlatma sahasından 140 m uzakta tarihî bir yapı ile, 1 km uzakta da bir hastane bulunmaktadır.

İstenen

(a) Tarihî binada hasar riskini en aza indirmek için, rötar başına maksimum izin verilebilir şarj ağırlığını bulunuz.

(b) Yer titreşimlerinin hastanedeki hastalar için rahatsız edici düzeyde olup olmadığını bulunuz.

Çözüm

(a) Rötar başına izin verilebilir şarj ağırlıkları farklı yapılar için Tablo 11.6'da listelenen hasar eşit titreşim düzeylerinden ve (11.16) eşitliğinden bulunur.
$k = 1600$, $\beta = -1{,}5$ ve tarihî bina için hasar eşik değeri 10 mm/s ise, $R = 140$ m mesafede izin verilebilir anlık şarj miktarı rötar başına $W = 23$ kg'dır.

(b) Şekil 11.21'e göre, insanlar için rahatsızlık veren titreşim düzeyi, pik partikül hızı yaklaşık 33-50 mm/s'yi aştığı zaman gerçekleşir. Rötar başına 23 kg'lık patlayıcı ağırlığı için (11.16) eşitliğinden hastanedeki titreşim düzeyleri 0,5 mm/s bulunur; buna göre, bu titreşimlerin hastalar tarafından algılanması bile zayıf bir ihtimaldir (algılanabilir eşik değeri yaklaşık 3-5 mm/s'dir).

Bölüm 12

Kaya Şevlerinin Stabilizasyonu

12.1 Giriş

Dağlık arazideki karayolu ve demiryolu çalışmaları, elektrik santralleri ve nakil tesisleri ile kentsel ve ticarî gelişimler çoğu zaman duraylı şevler ve kaya düşmelerinin kontrolünü gerektirir. Bu durum, kazılmış şevler ve doğal yamaçların ikisi için de geçerlidir. Bunun aksine, açık maden ocaklarında madenciler için bir tehlike olmadığı veya önemli üretim kaybına yol açmadığı sürece belirli bir düzeye kadar şev duraysızlığına izin verilebilir. Örnek olarak, kayan kütle bir nakliye yolu üzerine gelip de lastiklerde veya ekipmanlarda bir hasar oluşturmadığı sürece, palyelerdeki küçük yenilmelerin operasyonlar üzerindeki etkisi genellikle azdır. Bir açık maden ocağında büyük ölçekli bir şev yenilmesi durumunda çoğu zaman ekonomik ve uygulanabilir iyileştirme önlemi drenaj olup, bu yöntemde uzun yatay drenler, pompaj kuyuları veya drenaj galerileri kullanılabilmektedir (bkz. Altbölüm 12.4.6). Büyük ölçekli bir şev duraysızlığında daha yaygın bir idare şekli, kayan şevin alt kısmında madencilik faaliyetleri devam edebilecek şekilde hareketin izlenmesidir. Hareket izleme ve sonuçları yorumlama prosedürleri Bölüm 13'de ele alınmıştır.

Bu bölümde başlıca inşaat mühendisliği şevleri üzerinde durulmuştur. Çünkü, yüksek yenilme maliyeti çoğu zaman stabilizasyon programının ekonomik olarak uygulanabilir olduğunu ifade eder. Meselâ, karayollarındaki küçük kaya düşmeleri bile araçlara zarar verebilir, yolcuların yaralanmasına (hatta ölümüne) neden olabilir, nakliye araçlarına çarpması halinde zehirli maddelerin saçılmasına yol açabilir. Ayrıca, ulaşım sistemleri üzerinde meydana gelen büyük şev kaymaları genellikle hem doğrudan hem de dolaylı ekonomik kayıplara yol açmak suretiyle trafiği önemli derecede aksatabilir. Demiryolları ve paralı otoyollardaki bir kapanma, doğrudan gelir kaybı demektir. Şekil 12.1'de yaklaşık 300 m yukarıdan düşerek hem karayolunu hem de bitişikteki demiryolunu kapatan kaya kayması görülmektedir.

Şekil 12.1'deki gibi bir kaymanın bedelinin yüksek olması bir tarafa, basit bir araç kazası da önemli olabilir. Meselâ, sürücü ve yolcuların hastane masrafları, aracın onarılması, bazı durumlarda tazminat ve zarar ödeme gibi maliyetler yüksek olabilir. İşin acilen çözüm gerektiren doğasından dolayı, iyileştirme için çoğu zaman yüksek prim oranları gerektiren ve mühendislik ile anlaşma giderlerini içeren başka maliyetler de söz konusudur.

Çoğu ulaşım sistemleri demiryolları durumunda yüzyıldan daha önce ve karayolları durumunda da onlarca yıl önce inşa edilmişlerdir. Bunların inşa edildiği dönemler itibariyle, inşaatta sıkça kullanılan patlatma teknikleri kayada önemli hasara neden olmuştur. Ayrıca, inşaattan itibaren geçen zaman içinde kayanın bozuşması, yüzeysel blokların su, buz ve ağaç köklerinin büyümesiyle gevşemiş olması, duraylılık koşullarını kötüleştirmiş olabilir. Bu etkilerin hepsi de devam ede gelen bir duraysızlığa neden olabilir; bu durum da iyileştirme programlarının yürürlüğe konmasını haklı kılar.

Dağlık alanlardaki kentsel gelişimler için, yapıları tehdit (hatta tahrip) edebilen tehlikeler blok yuvarlanmaları ve heyelanlardır. Bu koşullara karşı en etkili koruma, başlangıçta bir tehlike haritalamasının yapılması ve sonra iyileştirmenin yapılamayacağı yerlerde kentsel gelişimi önleyecek şekilde güvensiz bölgelerin zonlanmasıdır.

Şekil 12.1 Çok sağlam, bloklu granitte yaklaşık 300 m yükseklikten düşen kaya ile kapanan karayolu.

Kaya düşmelerinin maliyetini azaltmak için, tesisin yerinin değiştirilmesine veya terk edilmesine karşı bir alternatif olarak, çoğu zaman kaya şevi iyileştirme programları uygulanır. Böyle programlar, jeoteknik ve çevre mühendisliği, güvenlik, inşaat yöntemleri ve maliyetleri ile anlaşma prosedürleri gibi çok sayıda birbiriyle ilişkili konuları içerir. Kaya şevleri için iyileştirme önlemlerine dair tasarım yöntemleri bu bölümde tanımlanmış olup, ayrıca Brawner ve Wyllie (1975), Fookes ve Sweeney (1978), Wyllie (1991), Schuster (1992), FHWA (1993, 1998), TRB (1996) ve Morris ve Wood (1999) gibi kaynaklarda da bulunabilir. Bu prosedürler 1970'lerden beri kapsamlı bir şekilde kullanılmakta olup, bu nedenle geniş bir aralıktaki jeolojik koşullara güvenle uygulanabilirler. Ancak, bu bölümde açıklandığı gibi, her bir sahadaki özel koşullar için uygun yöntem(ler)in kullanılması gerekir.

Bu bölümün ilk kısmında kaya düşmelerinin nedenleri ile birlikte iyileştirme programlarının planlama ve idaresi üzerinde durulmuştur. Çok sayıda kaya şevi içeren sistemlerde bu programlar genellikle kaya düşmelerine ve duraylılık koşullarına ait bir envanter çalışması ile birlikte bu kayıtların CBS bağlantılı bir veri tabanı ile bağlantılı olarak saklanmasını ve öncelikli bir iyileştirme takviminin hazırlanmasını içerir. Bölümün geri kalan kısmında kaya güçlendirme, kayanın kazılıp uzaklaştırılması ve kaya düşmesini önleme şeklinde sınıflara ayrılmış iyileştirme önlemleri üzerinde durulmuştur.

12.2 Kaya Düşmelerinin Nedenleri

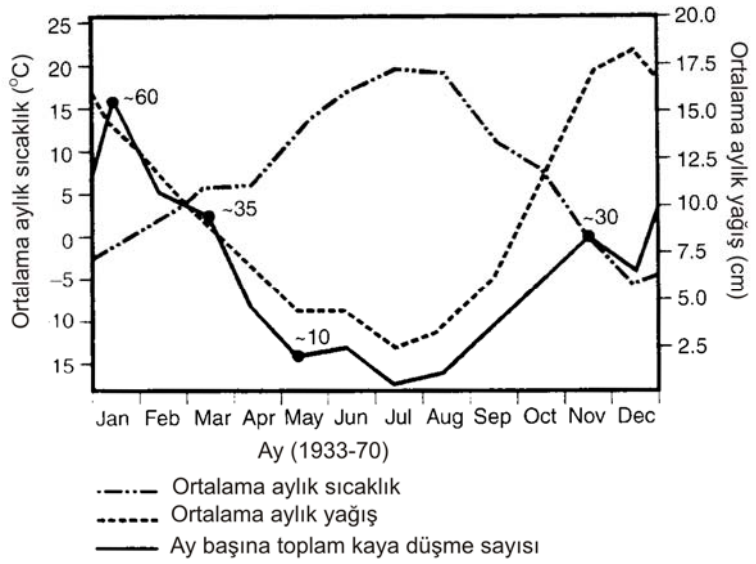
California eyaleti kaya düşmelerinin nedenlerini ve uygulanan değişik iyileştirme önlemlerinin etkinlik derecesini değerlendirmek üzere, eyalet karayolu sisteminde meydana gelen kaya düşmeleri ile ilgili olarak kapsamlı bir çalışma yapmıştır (McCauley, 1985). California'da hızlı değişen topoğrafya ve iklim ile birlikte, eyaletin derlemiş olduğu kayıtlar kaya şevlerinin duraylılık koşulları ve düşmelerin nedenleri hakkında iyi bir kılavuz niteliğindedir. Tablo 12.1'de California karayollarında meydana gelen toplam 308 kaya düşmesi çalışmasının sonuçları verilmiş olup, bunlar arasında 14 değişik duraysızlık nedeni tespit edilmiştir.

14 çeşit kaya düşme nedeninden altısı doğrudan su ile, yani; yağmur, donma-çözülme, kar erimesi, kanallı sellenme, farklı erozyon ve kaynaklar ile sızmalarla ilişkilidir. Yağış ile ilgili dolaylı bir sebep de, kırıkları açabilen ve yüzeydeki blokları gevşeten, çatlak içlerine sokulmuş ağaç kökleridir. Bu yedi sebep toplam olarak kaya düşmelerinin %68'ine karşılık gelmektedir. Bu istatistikler, yazarların kaya düşme olaylarının %70'inin kış mevsiminde meydana geldiği batı Kanada'da önemli bir demiryolu boyunca 25 yıl süreyle meydana gelen kaya düşmesi kayıtlarına ilişkin analizi ile de teyit edilmektedir. Kış mevsimindeki hava koşulları yağışı, uzun süreli dondurucu soğukları ve güz ile baharda donma-çözülme çevrimlerini kapsar. Peckover (1975) tarafından yapılan benzer bir çalışmanın sonuçları Şekil 12.2'de verilmiştir. Bu şekle göre, kaya düşmelerinin çoğu, batı Kanada'daki en ıslak ve en soğuk dönem olan Ekim ve Mart ayları arasında meydana gelmiştir. Ayrıca, bu coğrafî alanda kaya kaymalarının hacmi ve oluşum sıklığı arasındaki ilişkiye yönelik çalışmalar da yapılmıştır (Hungr vd., 1999). Bu çalışmaya göre, hacmi 1 m^3'den küçük kaya düşmesi sayısı yılda 50 iken, 10.000 m^3'lük kaymalar yaklaşık 10-50 yılda bir meydana gelmektedir.

California çalışmasındaki kaya düşmelerinin bir diğer ana nedeni de sahadaki belirli jeolojik koşullardır. Bunlar, çatlaklı kaya, elverişsiz düzlemsel kırıklar (şev ile aynı yönde ve şev yüzünü kesen kırıklar) ve zemin çürümesidir. Bu üç sebep, düşmelerin %17'sini temsil etmektedir; suyun ve jeolojik koşulların neden olduğu kaya düşmelerinin toplamdaki payı %85 civarındadır. Bu istatistikler, kaya şev duraylılığını etkileyen en önemli faktörlerin su ve jeoloji olduğunu göstermektedir.

Tablo 12.1 California karayollarında kaya düşmelerinin nedenleri.

Kaya düşmesinin nedeni	*Kaya düşme yüzdesi*
Yağmur	30
Donma-çözünme	21
Kırıklı kaya	12
Rüzgâr	12
Kar erimesi	8
Kanallı sellenme	7
Olumsuz düzlemsel kırık	5
Oyucu hayvanlar	2
Farklı aşınma	1
Ağaç kökleri	0,6
Kaynaklar veya sızmalar	0,6
Yaban hayvanları	0,3
Kamyon titreşimleri	0,3
Zemin çürümesi	0,3



Şekil 12.2 Fraser Canyon'daki (British Columbia) demiryolu hatlarında kaya düşme sayısının sıcaklık ve yağış ile korelasyonu (Peckover, 1975).

California'daki çalışmanın önemli bir depremin meydana gelmediği biz zaman diliminde yapıldığı anlaşılmaktadır. Zira, depremler sık sık kaya düşmelerini tetikler ve heyelanlarda yerdeğiştirme ve yenilmelere neden olurlar (Van Velsor ve Walkinshaw, 1991; Jibson ve Harp, 1995). Sismik yer hareketlerini şev duraylılık analizlerine dahil eden yöntemler Altbölüm 6.5'de verilmiştir.

12.3 Kaya Şev Stabilizasyon Programları

Dağlık arazideki taşımacılık sistemlerinde yüksek maliyetler oluşturan çok değişik kaya düşme tehlikelerinin söz konusu olduğu yüzlerce kaya şevi bulunabilir. Bu şartlar altında uzun vadeli bir iyileştirme programı için çoğu zaman yeterli nedenler vardır. Bu altbölümde böyle bir programı uygulamada takip edilen adımlar tanımlanmıştır.

12.3.1 Stabilizasyon Programlarının Planlanması

Çok sayıda şevi stabilize etmek üzere bir programı uygularken, mevcut fonların en iyi kullanımı çoğu zaman en tehlikeli sahaları teşhis eden ve onları sınıflandıran sistematik bir programın tesis edilmesi şeklinde yapılır. Daha sonra, en tehlikeli sahalar en öncelikli olacak şekilde yıllık bir stabilizasyon çalışma takvimi yapılabilir. Tablo 12.2'de böyle bir programın nasıl yapılandırılacağına dair bir örnek verilmiştir.

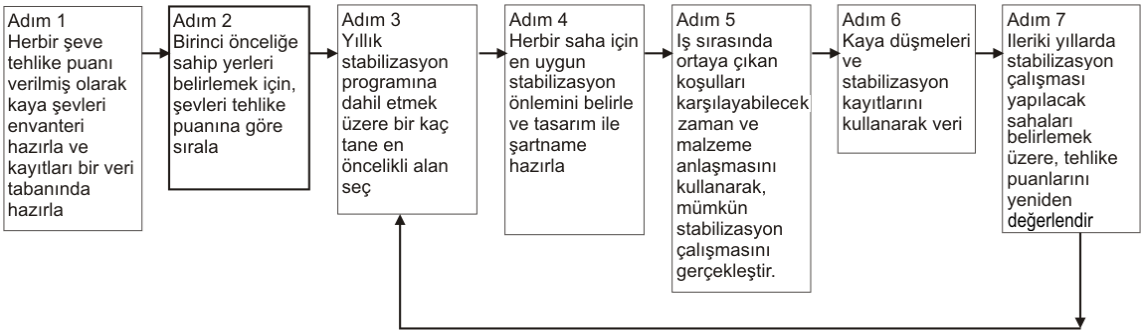
Tablo 12.2'de görülen programın amacı, kaya düşmeleri ve kazalar meydana gelmeden önce şevleri teşhis etme ve iyileştirmede tedbirli olmaktır. Bunun için, potansiyel tehlikeyi teşhis etmek üzere her sahanın dikkatlice incelenmesi ve iyileştirme çalışmasının olası faydasının tahmin edilmesi gerekir. Bunun aksine, tepkisel bir programda kaya düşmeleri ve kazaların halihazırda meydana geldiği ve ona göre tehlikenin azaltılabileceği yerlere vurgu yapılır.

İyileştirmede etkin bir tedbir yaklaşımı, bu çalışmanın hem mühendislik hem de inşaat açısından deneyimli bir ekibin kontrolü altında tutarlı bir uzun dönem programı gerektirir. Bu çalışmanın önemli diğer bir bileşeni; şev koşulları, kaya düşmeleri ve stabilizasyon çalışmasının fotoğraflarla birlikte doğru bir kaydının tutulmasıdır. Bu bilgiler, tehlikeli alanların yerlerinin bulunmasına ve kaya düşmesi olaylarını azaltmada programın uzun dönem etkinliğinin belirlenmesine yardımcı olur. Bu kayıtların en iyi kullanma şekli, kayıtların kolaylıkla güncelleştirilmesini ve istendiğinde getirilmesini sağlayan veri tabanı programlarıdır.

12.3.2 Kaya Şevleri Envanter Sistemleri

Diğer sahalara kıyasla bir sahadaki izafî kaya düşme tehlikesi, öncelikleri belirlemede kullanılabilir. Bu konuda ilk olarak Brawner ve Wyllie (1975) ve Wyllie (1987) tarafından yapılan çalışmalar Pierson vd. (1990) tarafından bir sürece dahil edilmiştir. Karayollarındaki şevlerin rasyonel bir idaresi olan bu sürece Kaya Düşmeleri Tehlike Puanlama Sistemi (RHRS) adı verilmiştir. Bu süreçteki ilk adım, kaya düşme tehlikesine göre sıralanabilmeleri için, her bir şevdeki duraylılık koşullarına dair bir envanter çıkarılmasıdır (Tablo 12.2'de 1. ve 2. adımlar).

Tablo 12.2 Ulaşım sistemleri için kaya şevi stabilizasyonu.



Envanter ile teşhis edilen kaya düşme alanları Tablo 12.3'de görülen kategorilere puanlar vermek suretiyle sıralandırılır. Bu kategoriler, toplam tehlikeye katkıda bulunan önemli kaya şev elemanlarını temsil eder. Dört kolon her bir kategori ile temsil edilen mantıklı sınırlara karşılık gelir. Ölçüt puanları 3'den 81'e üssel olarak artar ve 1 ile 100 arasındaki devamlı ortam puanlarını temsil ederler. Üssel bir sistem, puanlamada en tehlikeli sahaları ayırt eden bir hızlı artışa izin verir. Noktalar sürekliliğinin kullanılmasıyla, karakter itibariyle değişken olan koşulların göreceli etkisini değerlendirmede esneklik sağlanır. Bazı kategoriler öznel bir değerlendirme gerektirirken, diğerleri doğrudan ölçülebilir ve daha sonra da puanlandırılabilir.

Tablo 12.3 Kaya düşmesi puanlama sisteminin özeti (Wyllie, 1987; Pierson vd., 1990).

Kategori	Puanlama ölçütleri ve sayı			
	3 Puan	9 Puan	27 Puan	81 Puan
(a) Şev yüksekliği	7,5 m	15 m	23 m	20 m
(b) Hendek etkinliği	İyi yakalama	Orta yakalama	Sınırlı yakalama	Yakalama yok
(c) Ortalama araç riski (zamanın %si)	Zamanın %25'i	Zamanın %50'si	Zamanın %75'i	Zamanın %100'ü
(d) Karar verme görüş uzaklığı yüzdesi (tasarım değerinin %si)	Yeterli görüş mesafesi, tasarım değerinin %100'ü	Orta görüş mesafesi, tasarım değerinin %80'i	Sınırlı görüş mesafesi, tasarım değerinin %60'ı	Çok sınırlı görüş mesafesi, tasarım değerinin %40'ı
(e) Kaplamalı omuzlar da dahil olmak üzere yol genişliği (m)	13,5 m	11 m	8,5 m	6 m
(f) *Jeolojik karakter*				
Durum 1				
Yapısal koşul	Süreksiz eklemler, uygun yönelim	Süreksiz eklemler, rasgele yönelim	Sürekli eklemler, elverişsiz yönelim	Sürekli eklemler, elverişsiz yönelim
Kaya sürtünmesi	Pürüzlü, düzensiz	Dalgalanmalı	Düzlemsel	Kil dolgu veya çizikli
Durum 2				
Yapısal koşul	Birkaç farklı erozyon yapısı	Ara sıra erozyon yapısı	Çok erozyon yapısı	Büyük erozyon yapıları
Erozyon hızlarında farklılık	Fark küçük	Fark orta	Fark büyük	Fark aşırı
(g) Blok boyutu – Kaya düşme olayının miktarı	0,3 m – 3 m^3	0,6 m – 6 m^3	1,0 m – 9 m^3	1,2 m – 12 m^3
(h) İklim ve şevde suyun varlığı	Düşük-orta yağış; donma periyodu yok, şevde su yok	Orta yağış veya kısa donma periyodu veya şevde ara sıra su	Yüksek yağış veya uzun donma periyodu veya şevde devamlı su	Yüksek yağış ve uzun donma periyodları veya şevde devamlı su ve uzun donma periyodları
(i) Kaya düşmesi tarihçesi	Birkaç düşme	Ara sıra düşme	Çok düşme	Sürekli düşmeler

12.3.3 Tehlike Puanlama Ölçütleri

Aşağıda, bir karayolu boyunca kaya düşme tehlikesini puanlamada kullanılan kategorilerin her birinin kısa bir tanımlaması yapılmıştır (bkz. Tablo 12.3).

(a) *Şev yüksekliği*: Kaya düşmesinin beklendiği en yüksek noktadan ölçülen şev yüksekliği. Düşmeler şev yukarısındaki doğal yamaçtan kaynaklanıyorsa, yarma yüksekliğine ilave bir yamaç yüksekliği (düşey mesafe) kullanılır.

(b) *Hendek etkinliği*: Bir hendeğin etkinliği, hendeğin düşen kayanın yola çıkmasını önleme yeteneği ile ölçülür. Hendek etkinliğini hesaplamada dört faktör göz önüne alınır: (1) Şev yüksekliği ve açısı, (2) hendek genişliği, derinliği ve şekli, (3) beklenen blok boyutu ve kaya düşmesinin miktarı ve (4) şev düzensizliklerinin kaya düşme yollarına etkisi (kalkış özelliği). Kalkış özelliği bir düşme alanından beklenen faydaları azaltabilir. Hendek etkinliği gerek boyutları Şekil 12.21'deki hendek tasarım diyagramında önerilenler ile karşılaştırmak suretiyle (Ritchie, 1963) ve gerekse bakım personelinden alınan bilgilerle değerlendirilebilir.

(c) *Ortalama Araç Riski* (AVR): AVR, kaya düşme kesiminde bir aracın bulunma yüzdesini temsil eder. Bu yüzde, ortalama günlük trafik sayımı (gün başına araç, ADT), kaya düşme tehlikesi bulunan alanın uzunluğu (*L*, km) ve hız limiti (*S*, km/sa) kullanılarak, aşağıdaki ilişkiden elde edilir:

$$\mathrm{AVR}(\%) = \frac{(\mathrm{ADT}/(24\,\mathrm{sa/gün}))L}{S} \mathrm{x}100(\%) \quad (12.1)$$

Örnek olarak, ortalama hızın 90 km/sa, günde geçen araç sayısının 7000, şev uzunluğunun 0,2 km olduğu bir sahada ortalama araç riski %65 olup, buna karşılık gelen tehlike puanı 18'dir. %100'lük bir puanlama, tüm zamanlarda şev altında en az bir aracın bulunacağını ve tehlike puanının da 81 olduğuna işaret eder.

(d) *Karar Verme Görüş Uzaklığı Yüzdesi* (DSD): DSD, karmaşık veya anlık bir karar vermek için gerekli yol uzunluğunu (m) belirlemede kullanılır. Yol üzerindeki nesnelerin algılanması zor olduğunda veya beklenmeyen ya da sıra dışı manevralar gerekli olduğunda DSD kritik bir parametredir. Görüş uzaklığı, yol boyunca bir nesnenin sürücü tarafından devamlı olarak görülebildiği en kısa mesafedir. Görüş mesafesi bir kaya düşmesi kesimi boyunca önemli ölçüde değişebilir. Yatay ve düşey karayolu eğrilikleri kaya mostraları ve yol kenarı bitkilendirmesi gibi engellerle birlikte mevcut görüş mesafesini bir hayli kısıtlayabilir. Envanter sisteminde kullanılan DSD ve hız limiti ilişkisi AASHTO'nun Karayolu ve Caddelerin Geometrik Tasarımı Politikası'ndan (1981) değişkenmiş olarak Tablo 12.4'te verilmiştir.

Tablo 12.4 Nesnelerden kaçınmaya karar vermede saha uzaklığı.

Hız limiti, km/sa (mil/sa)	*Karar verme mesafesi,* m (ft)
48 (30)	137 (450)
64 (40)	183 (600)
80 (50)	229 (750)
97 (60)	305 (1000)
113 (70)	335 (1100)

Gerçek saha uzaklığı ile DSD arasındaki ilişki aşağıdaki gibidir:

$$\mathrm{DSD}(\%) = \frac{\text{Gerçek saha mesafesi}}{\text{Karar verme saha mesafesi}} \mathrm{x}\ 100(\%) \quad (12.2)$$

Örnek olarak, hız limitinin 80 km olduğu bir zonda yol eğriselliği nedeniyle gerçek saha mesafesinin 120 m olması durumunda DSD = %52'dir. RHRS kılavuzunda verilen diyagramlara göre, bu koşula karşılık gelen sayı 42'dir.

(e) *Yol genişliği*: Bir kaya düşmesinden kaçınmak için mevcut manevra boşluğunu temsil eden boyut olup, kaplama kenarlarında yol merkez çizgisine dik olarak ölçülen mesafedir.

(f) *Jeolojik karakter*: Kaya düşmesine neden olan jeolojik koşullar genellikle iki duruma uyarlar. *Durum 1* bir kaya şevde eklemler, tabakalanma düzlemleri ve diğer süreksizliklerin baskın yapısal özellikler olduğu şevleri temsil eder. *Durum 2* ise, farklı erozyonun kaya düşmesini kontrol eden çıkıntılar ve aşırı eğimli yamaçlar oluşturduğu yerleri temsil eder. Şeve en iyi uyan durum, bu değerlendirmeye göre yapılmalıdır. Her iki durumun da mevcut olması halinde ikisi de puanlanır; ancak, değerlendirmede en kötü senaryo (en yüksek puan) kullanılır.

Jeolojik Karakter – Durum 1

Yapısal Koşul: Elverişsiz süreksizlikler; yönelimleri düzlemsel, kama veya devrilme tipi yenilmeyi teşvik eden süreksizliklerdir.

Kaya sürtünmesi: Bir süreksizlik üzerindeki sürtünme, kaya malzemesi ve dolgunun özellikleri yanında yüzey pürüzlülüğü tarafından kontrol edilir (bkz. Bölüm 4, Altbölüm 4.2.4).

Jeolojik Karakter – Durum 2

Yapısal Koşul: Farklı erozyon veya eğimin aşırı dikleşmesi kaya düşmesine yol açan baskın koşuldur. Erozyon yapıları aşırı eğimlenmiş yamaçları, desteksiz kaya birimlerini veya yüzeye çıkmış dirençli kayaları kapsar.

Erozyon hızlarında farklılık: Bir şevde erozyon hızındaki farklılıklar, gelecekteki bir kaya düşmesi potansiyeli ile doğrudan ilişkilidir. Bu koşula verilen sayı, erozyonun ne kadar çabuk oluştuğunu; mostra veren kayaların, blokların veya birimlerin boyutlarını; düşmelerin sıklığını ve bir kaya düşmesi sırasındaki malzeme miktarını yansıtmalıdır.

(g) *Olay Başına Blok Boyutu veya Kaya Düşmesinin Hacmi*: Süreksizlik takımlarının açıklıkları ve devamlı uzunlukları ile ilişkili olarak meydana gelmesi en muhtemel olay türü. Bu kategoriye verilen sayı aynı zamanda kaya bloklarının yamaç aşağı düşmesi sırasında kırılma eğilimini de hesaba katmalıdır.

(h) *İklim ve Şevde Suyun Varlığı*: Su ve donma-çözülme çevrimleri kaya malzemesinin hem bozuşmasına hem de hareket etmesine katkıda bulunur. Suyun şevde kesikli veya devamlı olarak aktığı biliniyorsa, puanlaması buna göre yapılır. Bu puanlama, değerlendirmenin yapıldığı bölgeye düşen göreceli yağışa göre yapılabilir ve donma-çözülme çevriminin etkisini hesaba katabilir.

(i) *Kaya Düşmesi Tarihçesi*: Tarihsel bilgiler, gelecekteki potansiyel kaya düşmelerinin kontrol edilmesi açısından önemlidir. Kaya düşmeleri ile ilgili bir veri tabanı geliştirilmesi, kaya düşme potansiyeli için daha doğru sonuçların elde edilmesine olanak verir.

12.3.4 Şev Envanterinin Veri Tabanı Analizi

Şev envanteri sonuçlarının bir bilgisayar veri tabanına girilmesi yaygın bir uygulamadır. Veri tabanı hem envanterdeki verileri analiz etmek hem de envanteri kaya düşmeleri ve inşaat işlerinden gelen bilgilerle güncelleştirmeyi kolaylaştırmak amacıyla kullanılabilir. Veri tabanı analizine bazı örnekler aşağıda verilmiştir:

- En tehlikeli sahaları belirlemek için, şevlerin artan puan sayısına göre sıralanması.
- Kaya düşme sıklığının hava koşulları, kaya türü ve şev yeri gibi faktörlerle deneştirilmesi.
- Düşmelerle yol kapanması veya rötar saatleri analizine göre kaya düşmelerinin önem derecesinin değerlendirilmesi.
- Yıllık kaya düşme sayısına göre stabilizasyonun etkinlik derecesinin değerlendirilmesi.

12.3.5 Yüksek Öncelikli Sahaların Seçimi

Birkaç on yıldır devam ede gelen ve yüzlerce kaya şevini içeren stabilizasyon

programlarının idaresi sırasında yüksek öncelikli sahaları seçmede rasyonel bir sürecin ele alınması gerektiği sonucuna varılmıştır. Şev duraylılık koşulları zaman içinde kötüleştiğinden ve Tablo 12.3'deki puanlama sistemine göre her şevi her yıl yeniden değerlendirmek mümkün olmadığından, böyle bir işlemin yapılması gerekir. Bununla birlikte, duraylılığı değerlendirmek için, yüksek öncelikli sahaların her yıl kontrol edilmesi mümkündür; bundan hareketle, stabilizasyona gerek olup olmadığı ve şayet gerek var ise hangi zaman aralığında olması gerektiği belirlenir. Bunun için her şeve bir "İnceleme Puanlaması ve ona karşılık gelen "Gerekli Eylem" (bkz. Tablo 12.5) tayini yapılır. Tabloda işaretli kutular her Puanlama için izin verilebilir Eylemlere işaret eder. Meselâ, Acil bir şev için izin verilebilir eylemler; hizmetin kısıtlanması ve sahada bir ay çalışılması veya duraylılık koşullarını daha ayrıntılı olarak değerlendirmek için bir takip incelemesinin yapılmasıdır. Ancak, Acil veya Öncelikli bir şev için sahaya "Eyleme Gerek Yok" nitelemesine izin verilemez.

Aşağıda; ölçüm, Tablo 12.5'de verilen puanlama sayıları ve öznel duraylılık gözlemlerinin kombinasyonu kullanılarak İnceleme Puanlaması tayin etmede kullanılabilen ölçütlere örnekler verilmiştir:

- *Acil*: Belirgin güncel hareket veya kaya düşmeleri, bir tehlike oluşturabilecek büyüklükteki boyutlarda kinematik olarak mümkün blok; hava koşulları duraylılık açısından zararlı. Birkaç ay içinde yenilme olası.
- *Öncelikli*: Son kontrolden bu yana olası hareket, tehlike olabilecek kadar büyük; yaklaşık iki yıl içinde yenilme olası.
- *Gözle*: Olası güncel hareket, fakat yakın bir yenilme söz konusu değil. Bir sonraki incelemede spesifik duraylılık koşulları kontrol edilir.
- *Tamam*: Şev hareketine dair bir kanıt yok.

Tablo 12.5 İnceleme puanlamaları ve bunlara karşılık gelen eylemler.

İnceleme Puanlaması	*Gerekli Eylemler*				
	Sınırlı hizmet; 1 ay içinde çalışma	Aynı yıl içinde çalışma	Takip incelemesi	1-2 yılda çalışma	Eylem yok
Acil	x		x		
Öncelikli		x	x	x	
Gözle					x
Tamam					x

Her şev için Gerekli Eylem tayin etmenin iki önemli faydası olduğu bulunmuştur. Birincisi, böyle bir girişimin inceleme yapan kişiyi iyileştirmenin aciliyeti hakkında bir karar vermeye zorlaması; diğeri de, mevcut yıl ve sonraki iki yıl için çalışma sahalarını otomatik olarak listelemesidir. Bu liste, devam ede gelen program için temel planlama gerecini oluşturur.

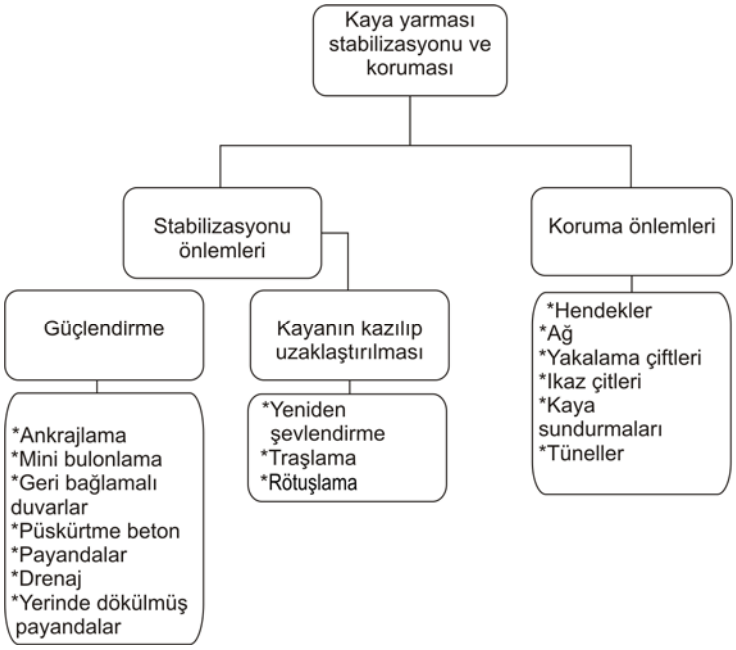
12.3.6 Stabilizasyon Önlemlerinin Seçimi

Bu altbölümde sahadaki topoğrafik, jeolojik ve işletme koşulları için en uygun iyileştirme yöntemini (veya yöntemlerini) seçmede bazı kılavuz bilgiler verilmiştir. Şev iyileştirme yöntemleri üç kategoriye ayrılır:

(a) Güçlendirme
(b) Kazma ve uzaklaştırma
(c) Koruma.

Şekil 12.3'de, yaygın olarak uygulanan 16 iyileştirme önleminin bu üç kategoriye dağıtılmış hali verilmiştir. Aşağıda, uygun iyileştirme yöntemlerini etkileyen faktörlere örnekler verilmiştir. Şevin çok eğimli ve topuğun da karayoluna veya demiryoluna

yakın olduğu durumda, bir yakalama hendeği kazmaya ya da bir bariyer inşa etmeye yetecek alan bulunmaz. Bu nedenle, alternatif iyileştirme önlemleri, gevşek kayanın uzaklaştırılması, mini ankrajlarla yerine sabitlenmesi veya şev yüzüne perde ağ çekilmesi şeklinde olabilir. Gevşek kayanın uzaklaştırılarak tehlikenin ortadan kaldırılması tercih edilen bir yol olmakla birlikte, bu durum sadece duraylı bir şev yüzeyinin oluşturulabildiği ve şevde diğer potansiyel gevşek kayaların altı oyulmadığı sürece geçerlidir. Kaya düşmelerinin kaynağı, bulonlama ile efektif bir şekilde stabilize edilemeyen aşınabilir bir zemin matriksi içindeki bir bloklar zonu şeklinde ise, hendek ve tutma yapılarının kombinasyonu daha uygun olabilir. Şev topuğunda yeterli alan mevcut ise, tek çare tesisin yerini değiştirmek olabilir.



Şekil 12.3 Kaya şev iyileştirme önlemlerine ait kategoriler.

Bir saha için uygun iyileştirme önlemlerinin seçimi ve tasarımında jeoteknik, inşaat ve çevre meseleleri göz önüne alınmalıdır. Jeoteknik meseleler (jeoloji, kaya dayanımı, yeraltı suyu ve duraylılık analizi) daha önceki bölümlerde ele alınmıştır. İşin maliyeti ve seyrini etkileyen inşaat ve çevre meseleleri projenin tasarım aşamasında ele alınmalıdır. Çoğu zaman önemli olan meseleler; ekipman girişi, trafik kapanışlarında mevcut çalışma zamanı ve atık kaya ile zeminin bertarafıdır.

İyileştirme önlemlerinin seçiminde göz önüne alınması gerekli bir diğer faktör, işin optimum düzeyidir. Örnek olarak, küçük bir düzleme (scaling) projesi şev yüzünde en gevşek kayayı uzaklaştırmakla birlikte, kayanın bozuşmaya duyarlı olması halinde bu işlemin her üç-beş yılda bir tekrarlanması gerekebilir. Alternatif olarak, düzlemeye ilaveten püskürtme beton ve bulonlama kullanmak suretiyle daha kapsamlı bir program gerçekleştirilebilir. Bu ikinci programın başlangıç maliyeti daha yüksek olmakla birlikte, belki 20-30 yıl gibi daha uzun bir süre için etkili olacaktır. Hiçbir çalışma yapmama alternatifi de dahil olmak üzere, bunlar gibi alternatif iyileştirme programları karar analizi kullanılarak karşılaştırılabilir. Karar analizi; inşaat maliyetlerinin olası aralığını, stabilizasyon işinin tasarım ömrünü ve kazalara neden olan kaya düşmeleri olasılığı ve maliyetini hesaba katan alternatif eylemleri değerlendirmede sistematik bir

prosedürdür (Wyllie, 1980; Roberds, 1991; Roberds vd., 2002).

Aşağıda stabilizasyon işi üzerindeki etkisi önemli olabilen bazı inşaat meseleleri kısa bir şekilde ele alınmıştır.

Patlatma: Bir şev kazısını izleyen yıllarda meydana gelen duraysızlıkların nedeni, çoğu zaman aşırı şiddetli patlatmaların kaya yüzeylerde oluşturduğu hasarlardır. Şev yüzeyi arkasındaki kayada en az hasar oluşacak şekilde spesifik bir çizgiye göre bir şev kazmada Bölüm 11'de tanımlanan ön-makaslama ve traşlama patlatması gibi kontrollü patlatma yöntemleri kullanılabilir.

Topoğrafya: Bir yarma tepesinden yukarıda fazla eğimli bir yamaç bulunması halinde, şev açısını küçültme şeklindeki bir iyileştirme işlemi, artan şev yüksekliğinden etkilenecektir. Yarma yüksekliğindeki bu artış daha geniş yakalama hendekleri gerektirir ve özellikle yüzeyde önemli kalınlıkta zemin katmanı veya bozuşmuş kaya bulunursa, ilave duraysızlık problemlerine neden olabilir.

İnşaat girişi: İşi gerçekleştirmek için gerekli olası ekipman tipi ve bu ekipmanın sahada nasıl kullanılacağı belirlenir. Meselâ, bir şevin açısını düşürmek için önemli miktarda kaya hacmi kazılmasının planlanması halinde şev üzerinde havalı delicilerin ve kazıcıların çalışması gerekebilir. Sarp arazide bu ekipmanlar için bir giriş yolunun inşasının maliyeti yüksek olup, ilave duraysızlığa neden olur. Ayrıca, bu ekipmanlara yeterli çalışma alanı sağlamak için en az 5 m genişliğinde bir yarma gereklidir. Bundan başka, iyileştirme işinin büyük çaplı ankrajlarla planlandığı durumda, uygun delme ekipmanının sahaya girebilmesi gerekir. Örnek olarak, çok eğimli bir şevde 100 mm'den daha büyük çaplı deliklerin vinç destekli ağır makinelerle açılması gerekir. Bu tür ağır delme ekipmanlarının kullanımının mümkün olmadığı yerlerde delik açma işleminin portatif delme makineleri ile yapılması ve daha küçük çaplı çok sayıda bulonun kullanılması gerekir.

İnşaat maliyetleri: İyileştirme işlerinin maliyet hesaplamalarında hem şev üzerindeki işlerin maliyeti hem de ekipman nakli, trafik kontrolü, hafriyat ve (bir sonraki konuda ele alınacak olan) çevre incelemeleri gibi dolaylı maliyetler hesaba katılmalıdır. Maliyet konusunda önemli sorunlardan biri, vinçlerin aktif ulaşım hatlarından şev çalışma alanına girişidir. İşin yol üzerine konuşlandırılmış bir vinçten sarkıtılan bir platformdan yapılması halinde yolun iki veya üç şeridi trafiğe kapanabilir. Bunun aksine, inşaat işçilerinin şev tepesi gerisine bağlanmış halatlarla çalışmasını sağlamak suretiyle trafik aksaklıkları asgariye indirilebilir.

Hafriyat: Dağlık arazide şev kazısı ve düzleme işleri sırasında ortaya çıkan atık kayadan kurtulmanın en ucuz yolu, bu malzemenin saha altındaki yamaç üzerine yığılmasıdır. Ancak, atık kayanın bu şekilde bertarafı konusunda bazı güçlükler söz konusudur. Birincisi, gevşek kayanın çok eğimli bir yığını görsel anlamda çizgisel bir yapı oluşturur; ayrıca bitkilendirilmesi de çok zordur. İkincisi, yeterince drene edilmediği veya mevcut yamaç üzerine bağlanmadığı sürece atık kaya duraysız olabilir; yenilme durumunda malzeme önemli bir mesafe boyunca kayarak yamaç aşağıda bulunan tesislere zarar verebilir. Üçüncüsü, sahanın bir akarsu vadisinde bulunması halinde atık kayalar nehir içine düşmek suretiyle balık popülasyonunu etkileyebilir. Bu etkileri en aza indirmek için, kazılan kayanın bazan bu iş için ayrılmış duraylı alanlara taşınması gerekir.

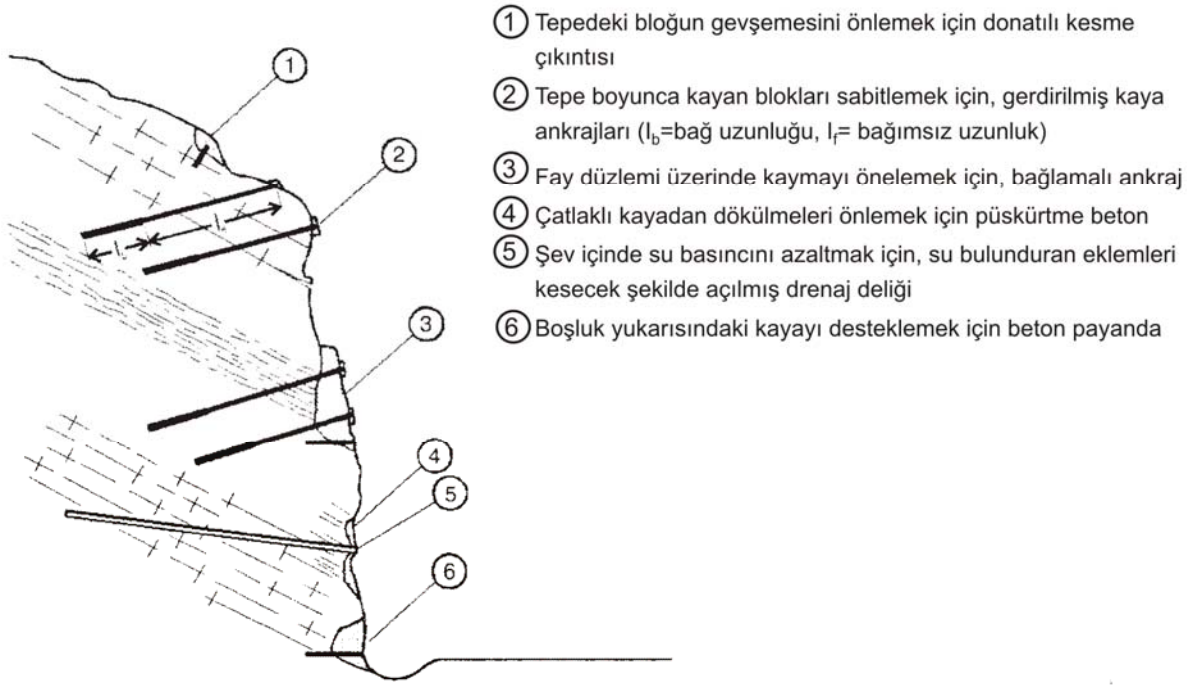
Atık kaya bertarafı konusunda göz önüne alınması gerekli olabilen bir başka problem de asidik su drenajıdır. Sözgelimi, kuzey Carolina ve Tennessee'deki bazı bölgelerde bazı arjillit ve şist formasyonları demir sülfür içermektedir; bu kayadan oluşan dolgular içinde dolaşan su, düşük pH özelliğinde asidik sellenmeye neden olur. Bu şartları kontrol etmede kullanılan bir yöntem, asit potansiyeli nötürleştirmek üzere kayanın kireç ile karıştırılması ve karışım malzemesinin dolgu merkezine yerleştirilmesi şeklindedir

(Byerly ve Middleton, 1981). Kaya-kireç karışımının bazan geçirimsiz plastik bir kılıf içine alınması gerekir.

Estetik: Bir karayolu yukarısında bulunan bir dizi dik ve yüksek kaya kazısı, yolu kullananlar ve civarda yaşayanlar açısından bakıldığında önemli bir görsel etki oluşturabilir. Manzaralı bölgelerde bu tür görsel etkileri en aza indirmek için, kaya yarması tasarımlarında uygun peyzaj önlemlerinin göz önüne alınması arzu edilebilir (Norrish ve Lowell, 1988). Delik izlerini içermeyen düzensiz yüzeyler üretmeye yönelik patlatma tasarımları, kaya ankrajlarının oyuklara gömülmesi ve kaya görünümü vermek üzere püskürtme betonun boyanması ve traşlanması gibi işlemler kaya yüzeylerinin estetik işlenmesine örnekler olarak verilebilir.

Toz, gürültü, yer titreşimi: Kaya şevi iyileştirme işlemlerinin pek çoğunda önemli miktarda toz ve gürültü oluşabilir; patlatma işlemi de yer titreşimi açısından ilave bir risk sunar (bkz. Altbölüm 11.5.1). Sözleşme hazırlanmadan önce, kabul edilebilir yer titreşimi düzeyleri ve bunların etkilerini sınırlamak için gerekli adımlar dikkate alınmalıdır.

Biyolojik ve botanik etkiler: Bazı projelerde yaban hayatı ve bitki örtüsüne verilebilecek rahatsızlıkları sınırlamak için bazı adımların atılması gerekebilir. İşlerin hayvan aktivitesi için belirli bir "pencere" dışında planlanması ve korunan bitkilerin çalışma alanı dışına taşınması gibi uygulamalar, alınan bazı tipik önlemlerdendir.



Şekil 12.4 Kaya şev güçlendirme yöntemleri (TRB, 1996).

12.4 Kaya Güçlendirmesi Şeklinde İyileştirme

Şekil 12.4'de bir kaya şevi yüzeyindeki potansiyel olarak gevşek kayaları sağlamlaştırmada kullanılabilen birkaç güçlendirme tekniği görülmektedir. Bu tekniklerin hepsinin ortak yönü, kazıdan kaynaklanabilecek kaya kütlesi gevşeme ve rahatlamasını en aza indirmeleridir. Bir kere rahatlamanın oluşmasına izin verdikten sonra,

bloklar arasında kenetlenme kaybı ve kesme dayanımında önemli miktarda azalma meydana gelir. Şekil 4.13'de pürüzlülük açısı yüksek ikinci derece düzensizlikler üzerindeki kenetlenmeyi sağlamak üzere yerleştirilen kaya ankrajlarının etkisi görülmektedir. Rahatlama oluştuktan sonra sürecin tersine çevrilmesi mümkün değildir. Bu nedenle, donatı yerleştirmenin en etkin olduğu durum, güçlendirmenin kazıdan önce yapıldığı durum olup, ön-güçlendirme süreci olarak adlandırılır.

12.4.1 Kesme Dişleri

Donatılı kesme dişleri bir metre kalınlığa kadar olan kaya bloklar ile şev tepesindeki gevşek ve bozuşmuş kaya zonları için destek sağlarlar (Şekil 12.4, Durum 1). Kesme dişleri, gerekli desteğin blok boyutu ile sınırlı olduğu yerlerde ve çatlaklı zayıf kayanın kopma ve gevşemesini önlemede kullanılır. Böyle bir kayada ankraj yerleştirmenin zorunlu olması halinde, kopma işlemi kısa bir süre sonra bulon başını açığa çıkarmak suretiyle destek kaybına neden olur.

Kesme dişleri, duraylı kaya içine delinmiş yaklaşık 500-750 mm derinlikteki delikler içine tüm uzunluğu boyunca çimentolanmış yaklaşık 25-32 mm çaplı ve 1000 mm uzunlukta donatı çeliklerinden oluşur. Delikler, desteklenmesi gereken kayanın topuğuna yakın yerde açılır ve gerekli desteğe bağlı olarak aralarında 500-1000 m açıklık bulunur. Daha sonra 6-8 mm çaplı donatı çubukları yatay olarak yerleştirilir ve düşey çubuklara bağlanır. Son olarak, donatı çeliğinin tamamı püskürtme beton veya kaya ile yakın temas sağlayan dökme beton ile kaplanır.

Kesme dişinin sağladığı desteğin çoğu düşey çubukların kesme dayanımından ve kısmen de kaya-beton ara yüzeyinin kohezyonundan ileri gelir. Kesme dişi sınır denge denklemlerinde direnen kuvvet olarak değerlendirilir (bkz. Altbölüm 6.3). Bu kesme kuvvetinin şiddeti R_k olursa, ağırlığı W olan bloğun emniyet katsayısı aşağıdaki gibi ifade edilir:

$$F_s = \frac{W\cos\psi_p \tan\phi + R_k}{W\sin\psi_p} \qquad (12.3)$$

Burada, ψ_p = blok tabanının eğim açısı ve ϕ = kaya bloğu tabanının sürtünme açısıdır (şevin kuru olduğu varsayılır). (12.3) eşitliği ile hesaplanan emniyet katsayısı, W ve R_k kuvvetlerinin nasıl tanımlandığına bağlı olarak, şevin birim uzunluğu boyunca veya belirli bir uzunluk için geçerli olabilir.

Baraj temelleri ve abatmanlarının stabilizasyonunda çok daha büyük ölçekteki kesme dişleri kullanılmaktadır (Moore ve Imrie, 1982). Kazı tünelin her iki yanındaki sağlam kayaya kadar uzanacak şekilde, belirgin bir makaslama zonu içinde bir tünel sürülmüştür. Kayma düzlemi boyunca yüksek dayanımlı bir kuşak oluşturmak üzere, tünel daha sonra beton ile doldurulmuştur.

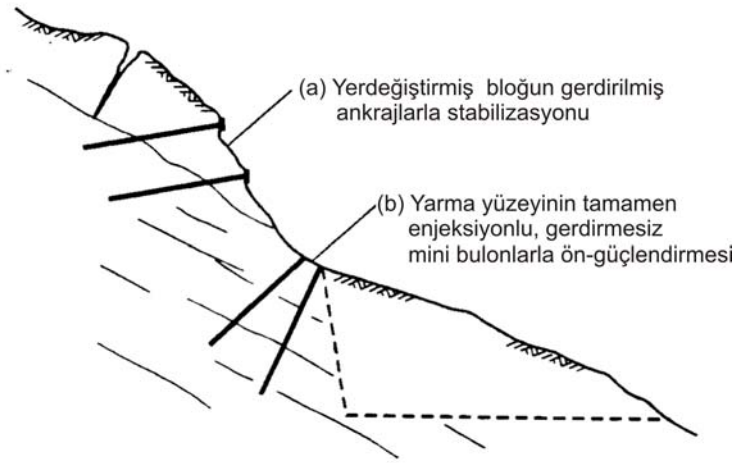
12.4.2 Kaya Ankrajları

Şekil 12.4'de 2 ve 3 ile işaretli çizimlerde görüldüğü gibi, kaya ankrajlarının tipik uygulaması, şev yüzeyi ile aynı yönde eğimli ve şev yüzünü kesen süreksizlikler üzerindeki kaya blokları veya kamalarının kaymasını önleme şeklindedir. Kaya ankrajlarının esas işlevinin ankrajın kayma düzlemini kestiği yerde çeliğin kesme dayanımına dayanmaktan ziyade, kayma düzlemleri üzerinde etkiyen normal kuvvet ile kesme kuvvetinin değişkenmesi olduğu hatırdan çıkarılmamalıdır. Bu bölümde "kaya ankrajı" terimi hem rijit çubuklar hem de demet halindeki esnek kablolar için kullanılmıştır; tasarım ilkeleri ve inşaat yöntemleri iki malzeme için de aynıdır.

Kaya ankrajlarının tamamı çimento ile tutturulmuş ve gerdirilmemiş olabileceği gibi, kök ucunda sabitlenmiş ve gerdirilmiş de olabilir. Gerdirilmemiş ön-güçlendirme bulonlarının ve gerdirilmiş ankrajların değişik uygulamaları Şekil 12.5'de verilmiştir (ayrıca bkz. Şekil 4.13). Bir kazıda yapılan ön-

güçlendirme işlemi, kazıdan önce yarma tepesinde tamamen çimentolanmış fakat gerdirilmemiş ankrajlar kullanılarak yapılabilir. Çimentolanmış bulonlar süreksizlikler üzerindeki hareketi engellemeye yetecek kadar rijit olduğundan, tamamı bağlanmış mini ankrajlar kaya kütlesinde kenetlenme kaybını önlerler (Moore ve Imrie, 1982; Spang ve Egger, 1990). Ancak, blokların hareket ettiği ve rahatladığı yerlerde daha fazla yerdeğiştirmeyi ve kenetlenme kaybını önlemek üzere genellikle gerdirilmiş ankrajların yerleştirilmesi gerekir. Gerdirilmemiş ankrajların avantajları, gerdirilmiş ankrajlara kıyasla maliyetlerinin düşük olması ve daha kısa zamanda yerleştirilmeleridir.

Gerdirilmiş kaya ankrajları potansiyel kayma yüzeylerini kesecek şekilde yerleştirilir ve yüzeyin gerisindeki sağlam kayaya bağlanırlar. Ankrajda, şev yüzeyindeki reaksiyon levhası ile kayaya aktarılan çekme kuvveti uygulaması kaya kütlesinde basınç oluşturur ve kayma yüzeyi üzerindeki normal kuvvet ile kesme kuvvetini değiştirir. 6, 7 ve 9. Bölümlerin her birinde belirli bir emniyet katsayısını elde etmek için gerekli ankraj kuvveti ve ankraj yönelimi prosedürleri hakkında tasarım bilgileri sunulmuştur.



Şekil 12.5 Bir kaya şevinin güçlendirilmesi: (a) Yerdeğiştirmiş bir blokta gerdirilmiş kaya ankrajları; (b) kayada ön-güçlendirme yapmak için kazı öncesinde yerleştirilmiş, tamamı çimentolu gerdirilmemiş ankrajlar (TRB, 1996).

Ankraj kuvveti ve delik yönelimine ait şartlar belirlendikten sonra, ankraj yerleştirmede aşağıda verilen dokuz adım takip edilir (Littlejohn ve Bruce, 1977; FHWA, 1982; BSI, 1989; Xanthakos, 1991; PTI, 1996; Wyllie, 1999).

Adım 1: *Delme* – Mevcut ekipmana ve bu ekipmanın sahaya giriş koşullarına dayalı olarak, sahada delinebilecek delik çapı ve uzunluğu belirlenir.

Adım 2: *Ankraj malzemesi ve boyutları* – Delik çapı ve gerekli ankraj kuvveti ile uyumlu ankraj malzemesi ve boyutları seçilir.

Adım 3: *Paslanma* – Sahanın paslandırma özelliği değerlendirilir ve ona göre ankrajlar için paslanmaya karşı korumanın uygun düzeyi seçilir.

Adım 4: *Bağ tipi* – Ankrajın kök ucunu delik içine bağlama için çimento veya reçine ankrajı ya da mekanik bir ankraj seçilir. Bu kararı etkileyen faktörler, delik çapı, çekme yükü, ankraj uzunluğu, kaya dayanımı ve yerleştirme hızından oluşur.

Adım 5: *Bağ uzunluğu* – Bağ tipi, delik çapı, ankraj çekmesi ve kaya dayanımına bağlı olarak gerekli bağ uzunluğu hesaplanır.

Adım 6: *Toplam ankraj uzunluğu* – Bağ uzunluğu ve serbest germe uzunluğunun toplamından oluşan toplam ankraj uzunluğu hesaplanır. Serbest germe uzunluğu kaya şev

yüzeyinden bağ zonuna kadar uzanır; bağ zonunun tepesi potansiyel kayma yüzeyi altında olacak şekildedir.

Adım 7: *Ankraj paterni* – Ankrajların yerleştirilmesi, kaya şev yüzeyindeki dağılımları yaklaşık eşit aralıklı ve istenen toplam ankraj kuvvetini sağlayacak şekilde yapılır.

Adım 8: *Sondaj deliklerinin sızdırmazlığı* – Bağ zonunda içine çimentonun sızabileceği herhangi bir süreksizlik bulunmaması sağlanır ve gerekirse yeniden delik açma ve çimentolama şeklinde delik izole edilir.

Adım 9: *Deney* – Bağ uzunluğunun tasarım yüküne dayanabileceğini ve serbest germe uzunluğunun tamamının gerdirildiğini teyit etmek üzere bir deney prosedürü uygulanır.

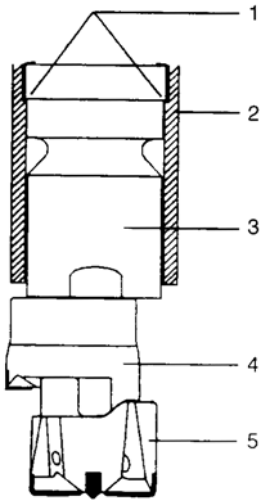
Bu dokuz adımın her biri aşağıda ayrıntılı olarak açıklanmıştır.

Adım 1: *Delme*

Açılacak deliğin çapı kısmen mevcut delme ekipmanına bağlı olmakla birlikte, bazı tasarım şartlarını da sağlamalıdır. Delik çapı, ankrajı delik içine çekiçle çakma ya da başka bir gereçle sürmeye gerek kalmayacak şekilde ve ankrajın tamamı enjeksiyonlanan çimento içinde kalacak biçimde yeterli büyüklükte olmalıdır. Ankraj çapından çok geniş bir deliğin tasarıma bir katkısı olmayacağı gibi, gereksiz sondaj maliyetlerine ve muhtemelen de çimentoda aşırı büzülmeye neden olacaktır. Bir kılavuz olması bakımından, sondaj deliğinin çapı (şayet varsa) paslanma koruma bileşeni de dahil tüm ankraj ünitesinin çapının yaklaşık 1,5-2 katı olmalıdır.

Darbeli sondaj: Kaya ankrajları için delik açmada ekipman olarak genellikle kayayı parçalayan ve deliği ilerleten tungsten-karpit matkabın çarpma ve dönme eyleminin birleşiminden yararlanan darbeli bir düzenek kullanılır. Delik tabanında oluşan kaya kırıntıları tijler içinden kuyu tabanına verilen havanın basıncı ile tij-kaya arasındaki boşluktan yukarı taşınır. Darbeli sondajlarda güç ya havalı ya da hidrolik sistemden sağlanır; darbe sistemi ya yüzeyde ya da kuyu içindedir (DTH) sistemi). Darbeli sondajın avantajları, yüksek penetrasyon hızları, piyasada bol bulunmaları ve üretilen deliğin de hafif pürüzlü olması şeklinde sıralanabilir. Alınması gerekli tedbirler, kuyu sapmasını önlemek üzere tijlere verilen basınçlı havanın kontrol edilmesi ve bozuşmuş ve kırıklı kayada sondaj takımı kaybından kaçınılmasıdır.

Zeminin üst katmanında veya bozuşmuş kayadaki ara zonlarda delik göçme ihtimalinin bulunduğu durumlarda delik açmak gerektiğinde, deliğin ilerlemesi sırasında muhafaza borusu yerleştiren ekipmanlar mevcuttur. Tubex[1] tarafından üretilen ekipmanlar, burulma uygulandığında genişleyen bir matkap kullanmakta ve kuyu çapını muhafaza borusundan biraz daha büyük olacak şekilde genişletmektedir (Şekil 12.6). Delme tamamlandığı zaman, tijler ve büzülmüş matkap muhafaza içinden yukarı çekilebilir. Tubex sondajı için maksimum delik çapı 356 mm'dir. Klemm ve Barber tarafından üretilen delme ekipmanları, sondaj sırasında muhafazaya burulma ve itki uygulamak suretiyle muhafazayı sürebilmektedir; muhafazaya uygulanan burulma ve baskı tijlere uygulananlardan farklıdır.



Şekil 12.6 Zeminde veya bozuşmuş kayada muhafaza borusunu sürmek için Tubex sondaj matkabı (izin: Sandvik Drilling): (1) Omuz; (2) matkap tüpü; (3) kılavuz; (4) genişletici; (5) pilot matkap.

[1] İmalatçı ismi sadece bir örnek olarak verilmiş olup, burada amaç ilgili mamulün tavsiye edilmesi değildir.

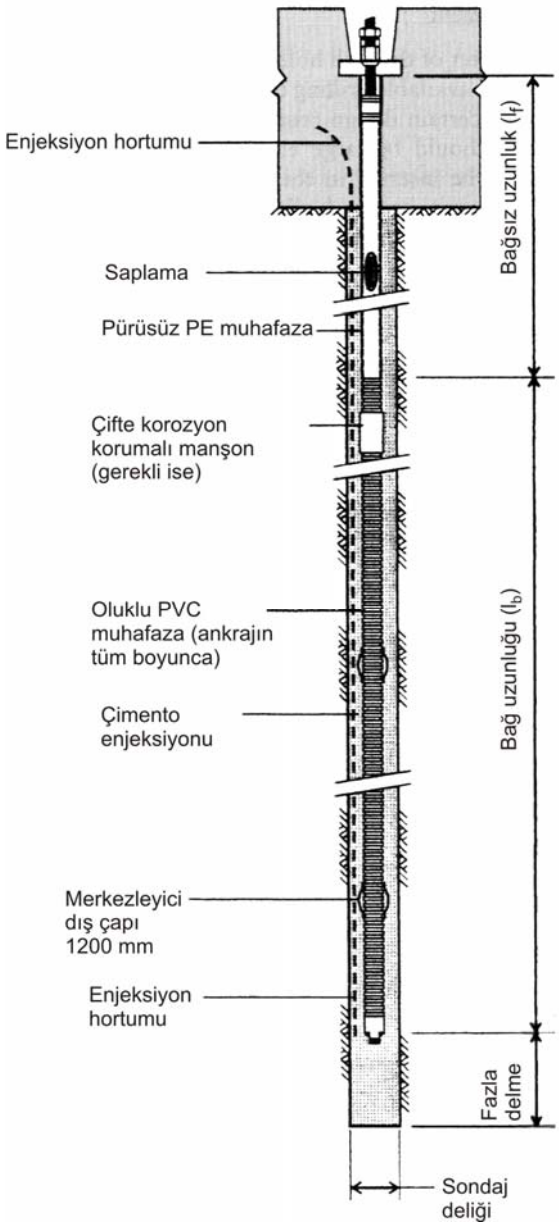
Darbeli seyyar sondaj ekipmanı ile açılan deliklerde etkili bir çalışma için maksimum delik çapı 60 mm ve maksimum derinlik de yaklaşık 6 m'dir. Kamyona monteli darbeli sondajlarda delik çapı 75-150 mm arasında değişmektedir. Yüzeyde çalışan darbe sistemiyle 60 m derinliğe kadar delikler açılabilmektedir. Bunlardaki başlıca kısıtlama, deliklerde meydana gelen sapmalardır. DTH sondajlarında maksimum delik derinliği birkaç yüz metredir. Sert kayada 150 mm'den büyük çaplı delikler için, sondaj ekipmanının boyutu önemli ölçüde büyümekte ve bu tür ekipmanlar yatay deliklerden çok düşey deliklerde kullanılmaktadır.

Rotari sondajı: Tebeşir ve bazı şeyller gibi zayıf kayada delik açmada burgular, sürükleme matkapları ve sürükleme matkapları içeren rotari sondaj yöntemlerinin kullanılması mümkündür; bu kayalardaki delik çapları 150 ile 600 mm arasında değişebilir. İçi delik burgular kullanıldığında kuyu duvarlarını stabilize etmede bentonit veya çimento enjeksiyonu dolaştırılsa da, bu yöntemler genellikle kuyunun kendini tutmasını gerektirirler.

Adım 2: *Ankraj Malzemeleri ve Boyutları*

Ankrajlar ya şekil değiştirebilir çelik çubuklar ya da 7 katlı sargılı kablolar şeklinde bulunurlar. Şekil 12.7 ve 12.8'de bu iki çeşit ankrajın tipik özellikleri görülmektedir. Her iki ankraj çeşidinde tercihe bağlı pas koruma sistemleri bulunmaktadır.

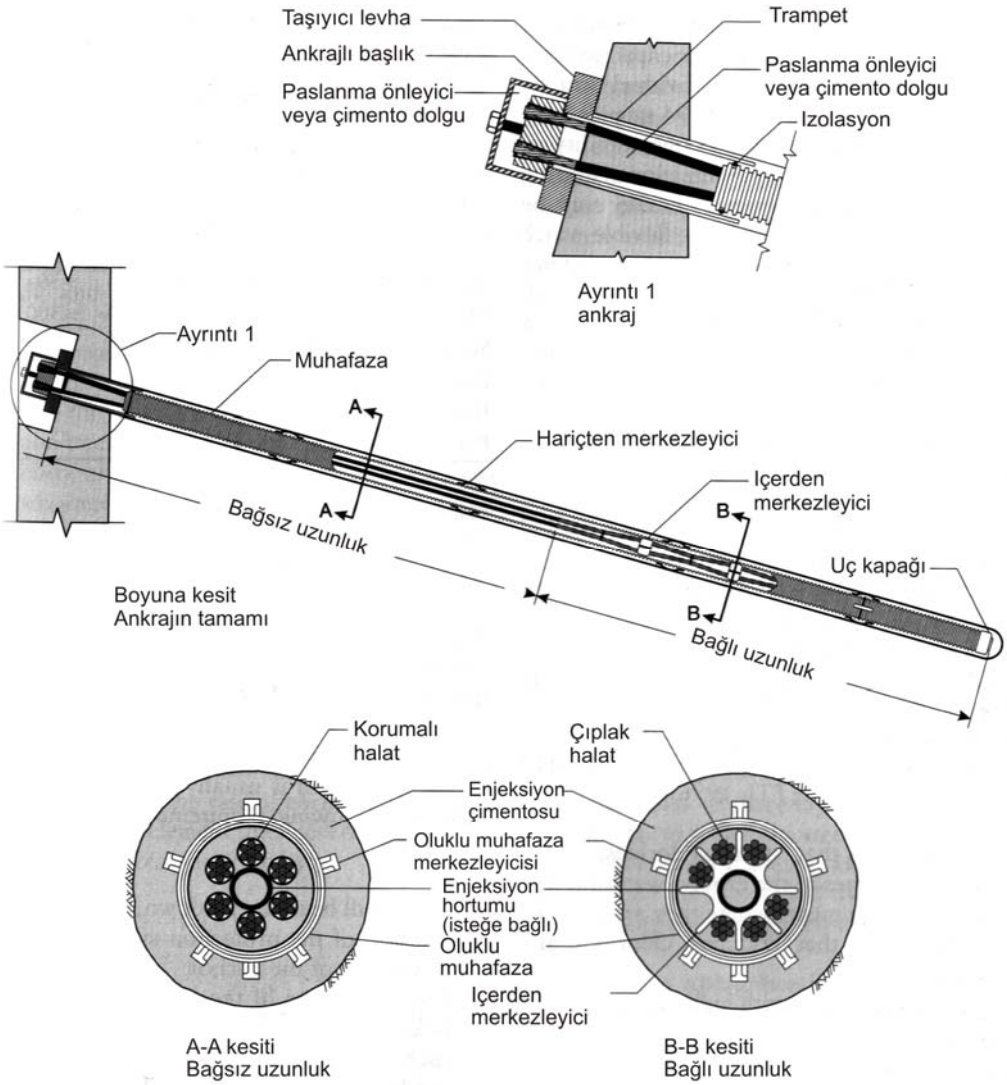
Çubuk ankrajlar: Çoğu çubuklar hasara karşı direnci yüksek olan devamlı ve kaba yivlerden oluşurlar ve saha koşullarına uyacak şekilde istenilen uzunlukta kesilmeye olanak sağlarlar. Saplama çubuklar için yaygın bazı çelik sınıfları 517/690 MPa ve 835/1030 MPa'dır; buradaki birinci rakam sünme gerilmesi ve ikinci rakam da nihai gerilme olup, elastisite modülü 204,5 GPa'dır. Çubuk çapları 19 ile 57 mm arasında değişir; uzunluklar ise, yivli manşonlar kullanarak birbirine ulama şeklinde arttırılabilir. Çubuk grupları yerine her kuyuda sadece bir çubuk yerleştirilmesi daha yaygın bir uygulamadır. Çubuğa bir çekme kuvveti uygulanması halinde, çubuğun tepesi bir pul ve yivli somun ile tepki levhasına bağlanır.



Şekil 12.7 Ankrajın tüm uzunluğu boyunca çimentolu oluklu plastik kılıf ve bağsız uzunlukta düz kılıf içeren çifte pas koruma sistemli tipik saplama kaya ankrajı (I. Sınıf pas koruma) (izin: DSI Anchor Systems).

Bar ankrajının bir diğer çeşidi, devamlı yivli ve içi delik çelik bir çubuk ile birlikte atılabilir matkap içeren kendinden delgili bir ekipmandır. Bu ankraj tipi en yaygın olarak çelik delgi çubuğun çekilir çekilmez deliğin

göçtüğü kırıklı kayada ve zemin oluşuklarında delme amacıyla kullanılmaktadır. Bu tip ankraj kullanıldığında, delgi çelik çubuğu kuyu tamamlandığında kuyu içinde bırakılır ve bu işlemin arkasından ankrajı çevrelemek üzere çubuk ortasındaki delikten çimento enjeksiyonu yapılarak ankraj ile kaya arasındaki boşluk doldurulur. Ayrıca, delme sırasında çimentonun kuyu içinde dolaşımını sağlayan bir adaptör de kullanılabilir; kuyu kırıntılarını basınçlı hava ile çıkarmanın mümkün olmadığı durumlarda bu yaklaşım kullanılabilir. Kaya ankrajı uygulamasında amacın belirli blokları bağlamaktan çok kırıklı kaya kütlelerinin güçlendirilmesi olduğu durumlarda, tamamen çimentolanmış ve gerdirilmemiş ankrajların kullanılması daha uygundur. Bununla birlikte, bağ zonu derinliğine kadar ulaşacak şekilde, enjeksiyonlu çubuk boyunca düz bir muhafaza sürmek suretiyle gerdirilmiş ankraj yerleştirmek de mümkündür. Bağsız bir uzunluk elde etmek için, muhafaza borusunun sürülmesi sırasında bağ zonu yukarısındaki çimento yıkanır. Kendinden delgili ankrajlarda bazı ticarî isimler MAI ve IBO olup, 25 mm'den 51 mm'ye değişen çaplarda ve 200 kN'dan 800 kN'a değişen nihai dayanımlarda mevcutturlar.



Şekil 12.8 Bağ uzunluğunda çimentolu oluklu plastik kılıf ve bağsız uzunlukta yağlı düz kılıf içeren pas koruma sistemli tipik çok sargılı kablo ankrajı (izin: Lang Tendons Inc.).

Örgülü ankrajlar: Yedi adet 5 mm çaplı çelik tel birlikte kıvrılmak suretiyle sonuçta 12 mm çapında bir örgülü ankraj elde edilir. Herbir örgünün nihai çekme dayanımı 260 kN'dır; bireysel örgüleri bir araya getirip bir demet elde etmek suretiyle daha yüksek dayanımlı ankrajlar üretilebilir. Beton barajların sismik duraylılığını geliştirmede 94 kadar örgü içeren demetler kullanılmıştır. Sığ derinlikli delikler içeren şev stabilizasyonunda en büyük demet 12 örgü içerebilir. Örgüler arazide kolaylıkla kullanılabilecek esneklikte olmakla birlikte birbirlerine eklenmeleri mümkün değildir. Bir örgüye çekme uygulandığı zaman, yüzeyde kalan ve tepki levhası üzerinde uç kısmı aşağı doğru daralan delik içine yerleştirilen bir çift kama ile tutulur (Şekil 12.8, ayrıntı 1).

Adım 3: *Paslanmaya Karşı Koruma*

Çelik çubuk ve örgülü ankrajlar için pas koruması, geçici kullanımlar da dahil olmak üzere, saha koşullarının paslandırıcı olduğu tüm projelerde göz önüne alınmalıdır (King, 1977; Baxter, 1997). Ankrajlar yerleştirildikleri zaman itibariyle paslanmaya maruz kalmasalar bile, arazideki koşullar gelecekte değişebilir; bu durum tasarımda göz önüne alınmalıdır. Aşağıda verilen listede çelik ankrajlar için genellikle paslandırıcı ortam oluşturan koşullar tanımlanmıştır (Hanna, 1982; PTI, 1996):

- klor içeren zemin ve kayalar
- su tablasındaki mevsimsel değişimler
- klor ve sülfat içeren deniz suyuna maruz kaldıkları denizel ortamlar
- sülfat içeriği yüksek, tam doygun killer
- kimyasal özellikleri farklı zeminleri geçen ankrajlar
- çelik ve çevre kaya arasında galvanize edici etki geliştiren doğrudan elektrik akımından mahrum kalma
- turba bataklığı ve
- cüruf, kül veya çamur dolgular; humik asit içeren organik dolgular; asidik maden veya endüstriyel atık.

Paslanma potansiyeli aynı zamanda zemin ve çelik arasından geçen akımın büyüklüğü şeklindeki zemin özdirenci ile de ilgilidir. Genelde, zeminin artan özdirenci ile birlikte paslanma potansiyeli aşağıdaki gibi azalır:

organik zemin > kil > silt > kum > çakıl

Tablo 12.6'da çelik ankrajlar için saldırgan olan ve olmayan saha koşullarına göre yeraltı suyu özellikleri verilmiştir.

Tablo 12.6 Yeraltı suyu ve zeminin paslandırıcılığı için parametre sınırları (PTI, 1996; TRB, 2002).

	Saldırgan değil	*Saldırgan*
Yeraltı suyu özellikleri		
pH	6,5 – 5,5	< 5,5
Kireç-çözme (CO_2), mg/l	15 – 30	> 30
Amonyak (NH_4^+), mg/l	15 – 30	> 30
Magnezyum (Mg^{+2}), mg/l	100 – 300	> 300
Sülfat (SO_4^{-2}), mg/l	200 – 600	> 600
Zemin özellikleri		
Özdirenç (Ω), ohm/cm	2000 – 5000	< 2000
pH	5 – 10	< 5

Saldırgan koşulların bulunduğu yerlerde genellikle aşağıdaki şartları sağlaması gereken bir pas koruma sistemi kullanılır:

- Ankrajın hizmet ömrü süresince koruma sisteminin hiçbir şekilde kırılmaması, çatlamaması veya çözünmemesi gerekir.
- Koruma sistemi, sistemin kalitesi teyit edilebilecek şekilde fabrikada ya da sahada imal edilebilir.
- Ankrajın yerleştirilmesi ve gerdirilmesi koruma sistemine zarar vermeden gerçekleştirilebilir.
- Koruma sisteminde kullanılan malzemeler çelik ankraj ve çevreleyen ortamın her ikisi açısından tepkimeye girmeyen türdendirler.

Post Tensioning Institute (PTI, 1996) pas koruma sistemlerini Sınıf I ve Sınıf II olarak ikiye ayırmaktadır. *Sınıf I* koruması saldırgan ortamlardaki kalıcı ankrajlarda veya yenilme

sonucundaki etkilerin önemli olduğu saldırgan olmayan ortamlarda kullanılır. Çubuğun gerek bağlı ve gerekse bağsız uzunlukları ya çimento enjeksiyonu ile doldurulmuş bir kuşaklama ya da epoksi kılıf ile korunmuştur. Ayrıca, ankrajın başı da korunur. *Sınıf II* koruması saldırgan olmayan ortamlardaki geçici ankrajlarda kullanılır; koruma, bağ uzunluğu üzerindeki çimento, bağsız uzunluk üzerindeki kılıf ve dışarıda kalması halinde de baş kısmı ile sınırlıdır. Şekil 12.7 ve 12.8'de sırayla çubuk ve örgü ankrajları için tipik Sınıf I pas koruma sistemleri görülmektedir.

Bu pas kategorilerine dayalı olarak, kaya ankrajların paslanmaya ve ankraj kapasitesi kaybına karşı duyarlılığını değerlendirmede bir mantık ağacı geliştirilmiştir (Şekil 12.9) (TRB, 2002). Yüksek dayanımlı çelik (nihai çekme dayanımı σ_{ult} > 1000 MPa) hidrojen gevretmesi ve paslanma gerilim çatlatması saldırılarına karşı duyarlıdır. Tel örgülü elemanlarını (σ_{ult} ≈ 1700-1900 MPa) üretmede genellikle yüksek dayanımlı çelik kullanılmaktadır. Örgülü ankrajlarda çelik yüzey alanı daha geniş olduğundan, çubuk ankrajlarına kıyasla paslanmaya karşı daha duyarlıdırlar.

Zaman içindeki eleman kalınlığı kaybını hesaplamak suretiyle ankrajların hizmet ömrünü hesaplamak mümkündür. Hizmet ömrü (t) aşağıdaki gibi hesaplanır:

$$\ln(t) = \frac{\ln(X) - \ln(K)}{n} \qquad (12.4)$$

Burada, X = kalınlık veya yarıçaptaki kayıp (μm); K ile n de sabit sayılardır (Tablo 12.7). Kalınlık kaybı orijinal yarıçap olan r_o'dan ve kritik yarıçap olan r_{kri}'den hesaplanır. Kritik yarıçap, sabit yük altında orijinal enine kesite (A_o) göre kesit alanının daraldığı, sünme yenilmesinin erişildiği çaptır:

$$r_{kri} = \sqrt{\frac{0{,}6A_o}{\pi}} \qquad (12.5)$$

ve

$$X = (r_o - r_{kri}) \qquad (12.6)$$

K'nın yaklaşık değeri Tablo 12.7'de tanımlandığı gibi, normal koşullarda 35, saldırgan koşullarda 50 ve aşırı saldırgan koşullarda 340'dır. (12.5) eşitliğinde uygulama gerilmesinin sünme gerilmesinin 0,6 katı olduğu varsayılmıştır.

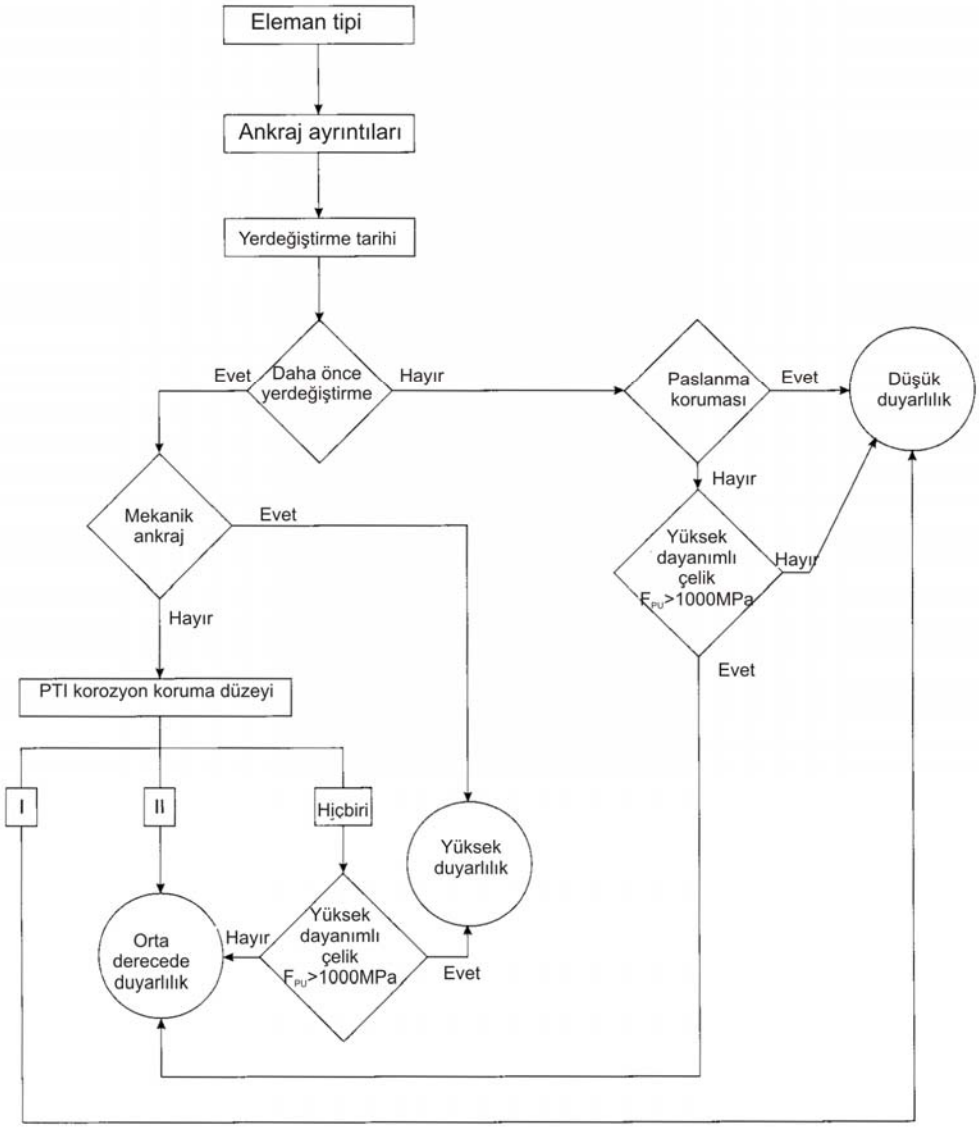
Çeliği paslanmaya karşı koruma yöntemleri galvanizeleme, epoksi kaplama veya çeliği çimento içine gömmeyi içerir. Paslanmaya karşı korumada çoğu zaman çimento kullanılmaktadır. Bunun başlıca nedeni, sulu demir oksitten bir yüzey katmanı oluşturmak suretiyle çeliği koruyan yüksek bir pH ortamı oluşturmasıdır. Ayrıca, çimento enjeksiyonu hem ucuz hem de yerleştirilmesi kolay bir madde olup, çoğu uygulamalar için yeterli dayanıma sahip olmasının yanında ömrü de uzundur. Enjeksiyon çimentosunun kırılgan doğasından ve özellikle çekme veya eğilme şeklinde yüklendiği zaman çatlama eğiliminden dolayı, koruma sisteminde genellikle çimento ile plastik (yüksek yoğunluklu polietilen, HDPE) kılıf birleşimi kullanılmaktadır. Bu şekilde çimento maddesi çelik etrafında yüksek pH ortamı oluşturmakta, çelik kılıf da çatlamaya karşı koruma sağlamaktadır. Enjeksiyon çimentosunun paslanma direncini azaltan büzülme çatlaklarının oluşumunu asgariye indirmek için, yerleştirme işleminin tüm bileşenlerinde genellikle büzülmeyen çimento kullanılmaktadır. Şekil 12.7 ve 12.8'de çeliğin çimento dolgulu HDPE kılıf ile çevrelendiği ve kılıfları merkezlemek suretiyle kılıf ile kaya arasında oluşturulan dış boşluğun da ikinci bir çimento katmanı ile doldurulduğu üç katmanlı pas koruma örnekleri görülmektedir.

Bağsız uzunluğu olan ankrajlarda başın paslanmaya ve hasara karşı korunması özellikle önemlidir. Bunun nedeni, somun veya kamaların kaybının ya da tepki levhası altındaki kayanın çatlamasının (ankrajın geri kalan kısmı sağlam kalsa bile) ankrajda çekme kaybı ile sonuçlanmasıdır.

Adım 4. Bağ Tipi

Gerdirilmiş ankrajlar, bağ uzunluğu ve bağsız uzunluk olmak üzere iki kısımdan oluşur (Şekil 12.7 ve 12.8). Bağ uzunluğunda çubuk veya örgü ankrajının çevreleyen kayaya bağlanması değişik şekillerde olur. Bağsız uzunlukta ise, çubuk veya örgü ankrajı bağsız olup, çekme uygulaması sırasında serbest şekilde deforme olur. Şekil 12.4'de ankraj gerdirildiği zaman potansiyel kayma düzlemine uygulanan gerilmeler emniyet katsayısını arttıracak şekilde (bkz. Altbölüm 6.4), bağ zonunun potansiyel kayma zonu altındaki sağlam kayada yer aldığı görülmektedir.

Sondaj deliğinde bir ankrajın dip ucunun bağlanma yöntemleri reçine, mekanik ve çimento enjeksiyonu ankrajlarını kapsar. Uygun ankraj seçimi; istenen ankraj kapasitesi, yerleştirme hızı, ankraj zonundaki kaya dayanımı, delme ve gerdirme ekipmanının sahaya girişi ve gerekli pas koruma düzeyi gibi faktörlere bağlıdır. Aşağıda, bu ankraj yöntemlerinin herbirine dair kısa açıklamalar verilmiştir.



Şekil 12.9 Elemanların korozyona ve ankraj kapasitesi kaybına duyarlılığını değerlendirmede kullanılan mantık ağacı.

Tablo 12.7 Paslanma oranı hesaplamaları için *K* ve *n* sabitlerinin değerleri.

Parametre	*Normal*	*Saldırgan*	*Çok saldırgan*
	Ω = 2000-5000;[a] pH=5-10	Ω = 700-2000; pH=5-10	Ω = < 700; pH < 5
K (μm)	35	50	340
n	1,0	1,0	1,0

Not
[a] Ω zemin özdirencidir (ohm/cm).

Reçine ankrajları: Bu ankrajlar, birlikte karıştırıldığında katılaşan reçine ve sertleştirici içeren 25 mm çapında ve 200 mm uzunluğundaki plastik kartuşlardan oluşur (Şekil 12.10). Katılaşma zamanları, kullanılan sertleştiricilere bağlı olarak yaklaşık 1 dakika gibi kısa bir süre ile 90 dakika arasında değişir. Katılaşma zamanı ayrıca sıcaklığa da bağlıdır; çabuk katılaşan reçineler –5^{0}C'da yaklaşık 4 dakikada sertleşirken, 35^{0}C'da 25 saniyede sertleşmektedir.

Şekil 12.10 Kaya bulonlarının ankrajlanması için reçine kartuşları (TRB, 1996).

Yerleştirme yöntemi, çubuk etrafındaki boşluğu doldurmaya yeterli sayıda kartuşun deliğe yerleştirilmesini içerir. Çubuk döndürüldüğü zaman reçine tam olarak karışacak şekilde, çubuk boyutuna kıyasla delik çapının belirli bir tolerans aralığında olması önemlidir. Bu durum genellikle ulamalı ankraj kullanımını engeller; çünkü, ulama yerlerini içine alan delik çapı, tam bir reçine karışımı elde edemeyecek kadar geniş olacaktır. Çubuk kartuşlar içinden geçerken reçineyi karıştırmak ve sağlam, rijit bir ankraj elde etmek üzere döndürülür. Gerekli dönme hızı dakikada yaklaşık 60 devir olup, döndürme işlemine çubuk kuyu dibine ulaştıktan sonra 30 saniye kadar devam edilir. Saplamanın dönme yönünün özellikle kuyu yukarı durumlarda reçineyi kuyuya burgulayan yönde döndürülmesi tercih edilir.

Çoğu sondaj makineleri reçineyi karıştırmak için daha uzun çubukları döndüremediğinden, maksimum bulon uzunluğu yaklaşık 12 m ile sınırlıdır. Gerdirilmiş, reçine enjeksiyonlu bir bulonun ankraj kısmı için çabuk (yaklaşık 2 dakikada) katılaşan bir reçine ve çubuğun kalan kısmı için de yavaş (30 dakikada) katılaşan reçine kullanmak mümkündür. Bulon, hızlı ve yavaş reçinelerin katılaşma zamanları arasında gerdirilir.

Reçineli ankrajın başlıca avantajı basitliği ve yerleştirilme hızı olup, şev desteği bulonu sadece birkaç dakika döndürmek suretiyle elde edilebilmektedir. Dezavantajları ise, bulonun sınırlı uzunluğu ve çekme kapasitesi (yaklaşık 400 kN) yanında, sadece rijit çubukların kullanılabilmesidir. Ayrıca, çeliğin paslanmaya karşı korunmasında reçine, çimento enjeksiyonu kadar etkili değildir. Çimento enjeksiyonundan farklı olarak, reçine paslanmaya karşı yüksek pH'li bir koruyucu katman sağlamaz; kartuşların çeliği tam olarak kuşatması garanti edilemez.

Mekanik ankrajlar: Bunlar delik çeperine bastırılan bir çift çelik levhadan oluşurlar. Ankraj, levhalar arasına bir çelik kama sürme ya da burma şeklinde genişletilir.

Mekanik ankrajların avantajı, yerleştirmenin (reçineli ankrajdaki kadar olmasa da) hızlı olması ve gerdirme işleminin ankraj yerleştirildikten sonra hemen yapılabilmesidir. Enjeksiyon işlemi daha sonra çubuğa iliştirilmiş bir enjeksiyon tüpü kullanılarak ya da, Williams Form Hardware and Rockbolt Co. tarafından üretilen bulon

kullanılması halinde merkezi bir delikten yapılabilir. Mekanik ankrajların dezavantajları, sadece (ankrajın tutunma sağladığı) orta sağlam ile sağlam kayalarda kullanılabilmesi ve uygulanabilir maksimum çekme yükünün yaklaşık 200 kN olmasıdır. Kamanın zaman içinde krip göstermesi ve paslanmasından dolayı destek kaybı meydana geleceği için, kalıcı olarak yerleştirilen mekanik ankrajların tamamı çimentolanmalıdır.

Çimento enjeksiyonu: Hizmet ömrü uzun kaya ankrajlarında en çok uygulanan ankrajlama yöntemidir. Bunun nedeni, malzemelerinin ucuz olması, pas koruma sağlaması ve yerleştirme işleminin basit olmasıdır. Çimento enjeksiyonlu ankrajlama kaya ve zemin koşullarının çok geniş bir aralığında kullanılabilir; çimento da paslanmaya karşı koruma sağlar. Şekil 12.7 ve 12.8'de çimento ankrajlamasına ve çeliğin tamamen kuşatılmasını sağlamak için dış korumanın merkezlenmesine tipik örnekler verilmiştir. Enjeksiyon karışımı genellikle su:çimento oranının 0,4–0,45 arasında değiştiği, büzülmeyen kumsuz çimento ve sudan oluşur. Bu oran kullanıldığında, küçük çaplı bir enjeksiyon tüpünden aşağı pompalanabilen, buna rağmen yüksek dayanımlı, karışımdan su terlemesinin minimum olduğu bir enjeksiyon kolonu elde edilir. Su terlemesini önlemek ve viskoziteyi arttırmak üzere enjeksiyon çimentosuna bazan katkı maddesi eklenir. Kuyu aşağı uygulamalarda kuyudaki hava ve suyu dışarı atmak için, enjeksiyonlama işlemi daima kuyu tabanına kadar inen bir tüpün ucundan yapılır.

Adım 5: Bağ Uzunluğu

Çimento ve reçine enjeksiyonu ile ankrajlanmış bulonlarda bağ uzunluğu boyunca gerilme dağılımı oldukça düzensizdir. En büyük gerilme, bağ zonunun delik ağzına yakın ucunda yoğunlaşır; bağın delik tabanına yakın ucunun ideal durumu gerilmesiz olmasıdır (Farmer, 1975; Aydan, 1989). Ancak, bir basitleştirme olması bakımından, bağ zonu için gerekli uzunluğun, kaya-enjeksiyon ara yüzeyindeki kesme gerilmesinin ankraj boyunca üniform dağıldığı varsayımıyla hesaplanabileceği bulunmuştur. Bu varsayıma dayalı olarak, izin verilebilir kesme gerilmesi aşağıdaki gibi elde edilir:

$$\tau_a = T / (\pi d_h l_b) \qquad (12.7)$$

veya, tasarım bağ uzunluğu l_b aşağıdaki gibi hesaplanır:

$$l_b = T / (\pi d_h \tau_a) \qquad (12.8)$$

Burada, T = tasarım çekme kuvveti ve d_h = delik çapıdır. τ_a değerleri aşağıdaki ilişkiye göre, ankraj zonundaki kayanın tek eksenli basınç dayanımından (σ_i) hesaplanabilir (Littlejohn ve Bruce, 1977):

$$\tau_a = \sigma_i / 30 \qquad (12.9)$$

Kaya dayanımı ve kaya tipi ile ilişkili izin verilebilir bağ gerilmesinin yaklaşık aralıkları Tablo 12.8'de verilmiştir. Bu tabloda listelenen izin verilebilir kesme gerilmesine 3 gibi bir emniyet katsayısının dahil edilmiş olmasına dikkat ediniz; bu değerler tasarımda güvenle kullanılabilir.

Adım 6: *Toplam Ankraj Uzunluğu*

Gerdirilmiş bir ankrajın toplam uzunluğu, Adım 4 ve 5'te belirlenen bağ uzunluğu ile bağsız uzunluğun toplamıdır (bkz. Şekil 12.4). Bağsız uzunluk, bağ zonunun delik ağzına yakın ucundan bulon başına kadar olan mesafe olup, bu uzunluğun aşağıda belirtildiği gibi üç bileşeni söz konusudur. Birincisi, ankraja uygulanan çekme kuvveti kayma yüzeyindeki kayaya aktarılacak şekilde, bağsız uzunluğun dip ucunun potansiyel kayma yüzeyinin ötesinde olması gerekir. Bu yüzeyin yerinin tam olarak bilinmesi halinde bağsız uzunluğun dip ucu kayma yüzeyinin 1-2 m altında olabilir; kayma yüzeyinin bir düzlemden çok bir zon şeklinde olması durumunda ise, bu mesafe duruma göre arttırılmalıdır. Uzunluğun ikinci bileşeni, kayma yüzeyinden kaya yüzeyine olan kısmı olup, bu uzunluk şev geometrisine bağlıdır. Üçüncü uzunluk ise, kaya yüzeyinden itibaren taşıma levhası ve somunun bulunduğu ankraj başına kadar olan uzaklıktır. Sağlam kayada

taşıma levhası doğrudan kaya üzerine oturtulabilir (Şekil 12.4, Durum 2). Diğer taraftan, taşıma levhası altındaki gerilmenin kayayı ezebileceği koşullarda donatılı beton veya püskürtme betondan oluşan bir tepki levhasının kullanılması gerekir (Şekil 12.4, Durum 3).

Adım 7: *Ankraj Paterni*

Yüzeydeki ankrajların dizilimi, kayma düzlemine makul derecede üniform bir gerilme uygulanacak şekilde olmalıdır. Bunun için, yatay ve düşey açıklığın yaklaşık eşit olması gerekir. Ayrıca, ankrajlar kayma düzlemi üstündeki kaya kalınlığının kısıtlı olduğu topuğa ya da ankrajın bir çekme çatlağını kesebileceği tepe kısmına çok yakın noktalara yerleştirilmemelidir. Şevin birim uzunluğu için destek kuvvetinin (T) hesaplandığı bir düzlemsel yenilmede, n adet yatay sıra içeren bir yerleştirme düzeninde düşey aşıklık (S_v) aşağıdaki ilişki yoluyla bulunur:

$$S_v = B\,n\,/\,T \qquad (12.10)$$

Burada, B = her bir bulondaki tasarım çekme kuvvetidir.

Tablo 12.8 Çimento enjeksiyonlu ankrajlarda izin verilebilir kaya-enjeksiyon bağ gerilmeleri (PTI, 1996; Wyllie, 1999).

Kaya tanımlaması	*Basınç dayanımı aralığı* (MPa)	*İzin verilebilir bağ gerilmesi* (MPa)
Sağlam kaya	> 100	1,05 – 1,40
Orta sağlam kaya	50 – 100	0,7 – 1,05
Zayıf kaya	20 – 50	0,35 – 0,7
Kaya tipi		
Granit, bazalt		0,55 1,0
Dolomitik kireçtaşı		0,45 – 0,70
Yumuşak kireçtaşı		0,35 – 0,50
Sleyt, sağlam şeyl		0,30 – 0,45
Zayıf şeyl		0,05 – 0,30
Kumtaşı		0,30 – 0,60
Beton		0,45 – 0,90

Adım 8: *Sondaj Deliklerinin Sızdırmazlığı*

Bulon deliğinin önemli miktarda enjeksiyon maddesi kaçabilecek açık süreksizlikleri kesmesi halinde, ankraj yerleştirilmeden önce bu süreksizliklerin yalıtılması gerekir. Kaya içine enjeksiyon maddesi sızma potansiyeli, kuyuyu su ile doldurma ve sonra 35 kPa'lık ilave basınç uygulama şeklinde kontrol edilebilir. Delik etrafındaki kaya kütlesinin bir miktar doygunluğa ulaşması için bir süre beklendikten sonra 10 dakikalık süre içinde su sızmasının 9,5 litreyi geçmesi halinde, enjeksiyon maddesinin sertleşmeden önce kaya içine akma potansiyeli söz konusudur (PTI, 1996). Bu koşullar altında deliğin viskoz sıvı veya kumlu enjeksiyon maddesi ile yalıtılması ve yaklaşık 15-24 saat sertleşme süresinden sonra tekrar delinmesi gerekir. Enjeksiyon maddesinin tam olarak sertleşmesine izin verilirse, delginin orijinal rota dışına çıkması ve enjeksiyonlanmamış süreksizliği kesmesi mümkündür. Daha sonra ikinci bir su kaçağı deneyi yapılır. Deney, enjeksiyonlama ve yeniden delme sürecine kuyuda yalıtım sağlanana kadar devam edilir.

Adım 9: *Deney*

Gerdirmeli kaya ankrajlarının yerleştirildiği durumlarda ankrajın gerekli derinlikteki tam tasarım yüküne dayanabileceğini ve zaman içinde herhangi bir yük kaybı olmayacağını kontrol etmek üzere bir prosedürün uygulanması gerekir. Post Tensioning Institute (1996) tarafından hazırlanan uygun bir deney prosedürü aşağıdaki dört deney tipinden oluşmaktadır:

(a) Performans deneyi
(b) Sağlama deneyi

(c) Krip deneyi ve
(d) Kaldırma deneyi.

Performans ve sağlama deneyleri, ankraj gerdirilirken ankraj başındaki sapmanın ölçüldüğü bir dizi devirsel deney sıralamasından oluşur (Şekil 12.11). Tasarım yükü çeliğin nihai dayanımının %60'ını aşmamalıdır; maksimum deney yükü genellikle tasarım yükünün %133'ü olup, çeliğin nihai dayanımının %80'i aşmamalıdır. Bir kılavuz olması bakımından, performans deneyleri genellikle ilk iki-üç ankrajda ve kalanların %2'sinde yapılır. Sağlama deneyleri ise, bunların dışında kalan tüm ankrajlarda yapılır. Deney sıralamaları aşağıdaki verilmiştir. Buradaki AL ankraj ünitesinin fazlalığını almak için hizalama yükü ve *P* de tasarım yüküdür [Şekil 12.2(a)].

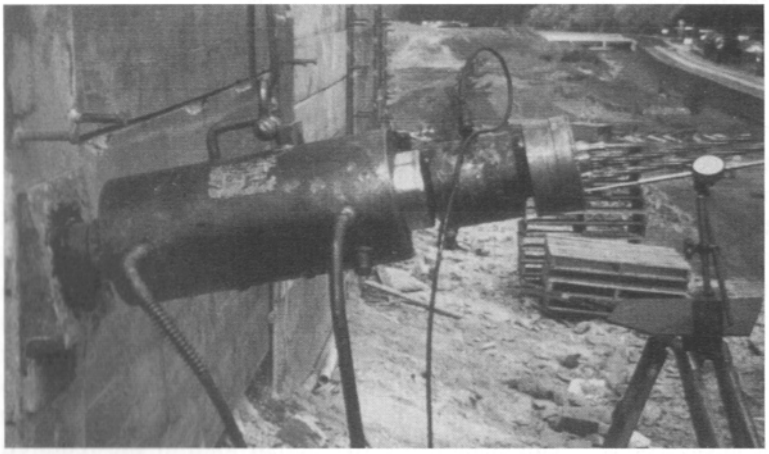
Performans deneyi:
AL, 0,25*P*
AL, 0,25*P*, 0,50*P*
AL, 0,25*P*, 0,50*P*, 0,75*P*
AL, 0,25*P*, 0,50*P*, 0,75*P*, 1,0*P*
AL, 0,25*P*, 0,50*P*, 0,75*P*, 1,2*P*,
AL, 0,25*P*, 0,50*P*, 0,75*P*, 1,2*P*, 1,33*P* –
krip deneyi* için beklenir.
AL, *P* – ankraj kilitlenir, kaldırma deneyi yapılır.

Sağlama Deneyi:

AL, 0,25*P*, 0,50*P*, 0,75*P*, 1,2*P*, 1,33*P* –
krip deneyi* için beklenir.
AL, *P* – ankraj kilitlenir, kaldırma deneyi yapılır.

* *Krip deneyi* – Uzama deneyleri 1, 2, 3, 4, 5, 6 ve 10. dakikalarda yapılır. Toplam kripin 1. ve 10. dakika arasında 1 mm'yi aşması halinde, 20, 30, 40, 50 ve 60. dakikalarda okumalar yapacak şekilde yükleme işlemi 50 dakika daha uzatılır.

Kaya bulonlarını gerdirmede genellikle takip edilen yöntem, uygulanan yükün hassas bir şekilde ölçülmesine ve yükün tekrarlanması ile birlikte krip deneyi için sabit tutulmasına olanak veren ortası delikli bir hidrolik krikonun kullanılmasıdır. Ölçülen yükün doğruluğundan emin olmak için, her proje öncesinde hidrolik krikonun kalibre edilmesi önemlidir. Ankraj başının sapması genellikle ankraj hareketinden bağımsız bir referans noktasına yerleştirilmiş, yaklaşık 0,05 mm doğruluk derecesindeki bir komparatör saati yardımıyla ölçülür. Şekil 12.11'de gerdirilmiş halat ankrajı için hidrolik kriko ile birlikte üç ayak üzerine iliştirilmiş bir komparatör saati içeren tipik bir deney düzeneği görülmektedir.

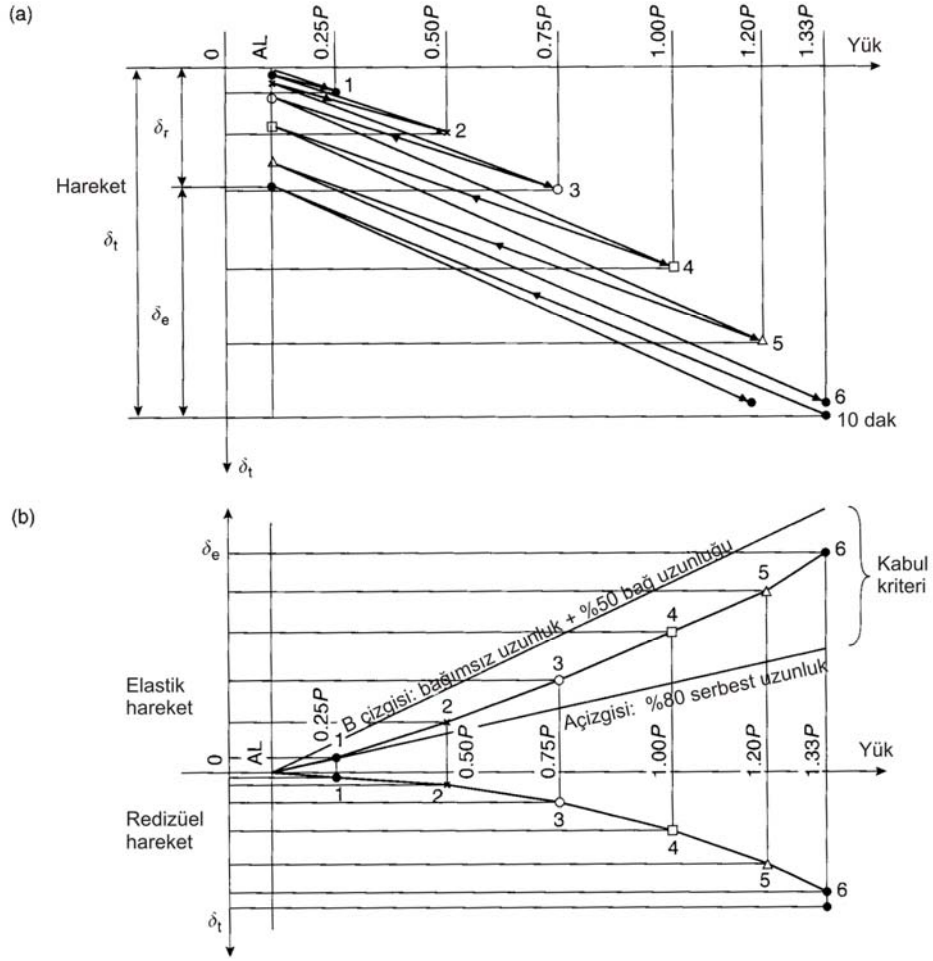


Şekil 12.11 Yükü ölçmek için basınç komparatörü ve ankraj uzamasını ölçmek için bağımsız olarak yerleştirilmiş komparatör saati ile birlikte hidrolik krikodan oluşan, gerdirilmiş çok örgülü halat ankrajı için deney düzeneği (fotoğraf: W. Capaul).

Performans ve krip deneylerinde amaç, ankrajın tasarım yükünden daha büyük bir sabit yüke dayanabileceğinden ve ankrajdaki yükün potansiyel kayma düzlemi lokasyonunda kayaya aktarıldığından emin olmaktır. Krip deneyi maksimum deney yükünü 10 dakika boyunca sabit tutmak ve zaman içinde önemli bir yük kaybı olmadığını kontrol etmek suretiyle

gerçekleştirilir. Krip deneyi aynı zamanda ankrajdaki başlangıç kripinin bir kısmını da giderir. Kaldırma deneyinde, deneyin aşamalar halinde gerçekleştirilmesi sırasında uygulanan çekmenin kalıcı bir şekilde ankraja aktarıldığı kontrol edilir. Post Tensioning Institute (PTI) dört deneyden her biri için kabul ölçütleri sağlamış olup , her ankrajın tüm kabul kriterlerini sağlaması gerekir.

Şekil 12.12(a)'da görülen performans deneyi sonuçları, ankraj başının uzamasını (δ_e) hesaplamada kullanılır. Herbir yükleme çevrimi sırasında ankrajın toplam uzaması, çeliğin elastik uzaması ile enjeksiyon maddesinin minör çatlaması ve bağ zonundaki kaymadan kaynaklanan rezidüel (δ_r) (veya kalıcı) uzamanın toplamına eşittir. Şekil 12.12(a)'da her bir yükleme çevrimi için elastik ve rezidüel deformasyonların nasıl hesaplandığı görülmektedir. Hesaplama işleminden sonra her deney yükündeki δ_e ve δ_r değerleri PTI yük-uzama kabul ölçütleri ile birlikte ayrı bir grafiğe aktarılır [Şekil 12.12(b)]. Performans ve sağlama deneylerinin her ikisi için, gerdirmeli ankrajlarda dört kabul ölçütü aşağıdaki gibidir:



Şekil 12.12 Gerdirilmiş ankraj için performans deneyi sonuçları: (a) Devirsel yük/hareket ölçümleri; (b) yük/elastik hareket grafiği (PTI, 1996).

Birincisi, toplam elastik uzamanın bağsız uzunluğun teorik uzamasının %80'inden büyük olmasıdır. Bu ölçüt, baş kısmında uygulanan yükün bağ uzunluğuna aktarılmasını temin eder.

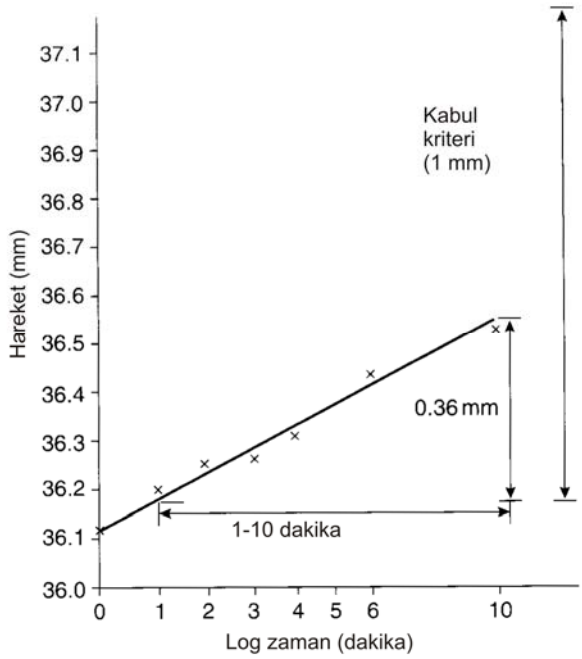
İkincisi, toplam elastik uzamanın bağsız uzunluk artı bağ uzunluğunun %50'sinin

teorik uzamasından küçük olmasıdır. Bu ölçüt, bağ uzunluğundaki yükün bağın üst kısımda yoğunlaşmasını ve yükün dipteki uca önemli ölçüde kaydırılmamasını temin eder.

Üçüncüsü, krip deneyi için 1-10 dakikalık süre içinde ankraj başının toplam uzamasının 1 mm'den büyük olmaması (Şekil 12.13) veya bu şart sağlanamazsa, 6-60 dakika arasında 2 mm'den az olmasıdır. Gerekli olduğu hallerde krip deneyinin süresi, hareket miktarı zamanın bir logaritmik devrinde mm'den az olana kadar uzatılabilir.

Dördüncüsü, Kaldırma yükünün tasarım kilitlenme yükünün %5'i içinde kalmasıdır. Bu ölçüt, somun veya kamaların yerleştirilmesi sırasında bir yük kaybının olmadığını ve gerdirme krikosundaki basıncın boşaltılmasını temin eder.

Enjeksiyonlarmış ve deforme olmuş bir çubuğun çelik-enjeksiyon ara yüzeyinde mevcut kesme dayanımı genellikle kaya-enjeksiyon ara yüzeyinde mevcut dayanımdan yüksektir. Bu nedenle, gerekli ankraj uzunluğu tipik olarak kaya-enjeksiyon maddesi ara yüzeyinde gelişen gerilme düzeyinden belirlenir.



Şekil 12.13 1 mm'ik uzama kabul ölçütlerine kıyasla 10 dakikalık deney süresi boyunca ölçülen uzamayı gösteren krip deneyi sonuçları.

12.4.3 Reaksiyon Duvarı

Şekil 12.4 Durum 3'de sık çatlaklı kayada kayma tipi yenilme potansiyelinin bulunduğu yerlere bir örnek verilmiştir. Şevin bu kısmını desteklemede gerdirilmiş kaya bulonlarının kullanılması halinde, çatlaklı kaya kötüleşebilir ve reaksiyon levhalarının altından çıkarak sonuçta bulonlardaki germenin kaybolmasına neden olabilir. Böyle durumlarda çatlaklı kaya alanı üzerine donatılı beton duvar inşa edilebilir ve daha sonra duvarın yan kolları üzerinde kaya bulonu için delikler açılabilir. Son olarak, ankrajlar yerleştirilir ve duvar yüzünden itibaren gerdirilir. Duvar hem kayanın gevşeyip dökülmesini engeller hem de kaya ankrajları için geniş bir tepki levhası vazifesi görür. Gerekli olduğu yerlerde beton yerine donatılı püskürtme betonu kullanılabilir.

Duvar inşasında amaç ankraj yükünü kayaya yaymak olduğundan; duvardaki donatı, ankraj başlarının konsantre yükleri altında betonda çatlama olmayacak şekilde tasarlanmalıdır. Ayrıca, duvar arkasında su birikmesini önleyecek şekilde beton içinde barbakanlar yerleştirilmesi gerekir.

12.4.4 Püskürtme Beton

Püskürtme beton, ince agregadan oluşan harcın basınçlı hava ile 50-100 mm'lik katman halinde uygulanması olup, çoğu zaman çekme ve kesme dayanımına karşı güçlendirilir (American Concrete Institute, 1995). Sık çatlaklı veya kötüleşebilir kaya zonları ve tabakaları, kaya yüzeyine bir püskürtme beton uygulamak suretiyle korunabilir (Şekil 12.4, Durum 4). Püskürtme beton hem küçük kaya blokların düşmesini hem de sonuçta duraysız çıkıntılar oluşturan progresif gevşemeyi kontrol eder. Bununla birlikte, genel şevin kaymasına karşı çok az destek sağlar; püskürtme betonun esas görevi yüzey korumasıdır. Püskürtme beton yerleştirmenin diğer bir bileşeni de, yüzey gerisinde su basıncı birikmesini önleyecek drenaj delikleridir.

Güçlendirme: Çatlama ve kavlama riskini azaltmak için, kalıcı uygulamalardaki püskürtme betona donatı uygulanmalıdır. Donatı için yaygın olarak başvurulan iki yöntem, kaynaklı tel hasır veya çelik ya da polipiropilen liflerdir. Kaynaklı tel hasır, merkezden merkeze 100 mm aralıklı ince (yaklaşık 3,5 mm çaplı) tellerden dokunur ve kaya yüzeyine 1-2 m aralıklı çelik pimlerle tutturulur. Tutturma işlemi pim başlarının pul ve cıvatalanmasından sonra yüzeyin püskürtme betonla kaplanmasıyla son bulur. Hasır kaya yüzeyine yakın olmalı ve arkasında hiçbir boşluk kalmayacak şekilde beton içine gömülmelidir. Düzensiz yüzeylerde hasırın kayaya yakın yerleştirilmesi güç olabilir. Böyle durumlarda hasırın yerleştirilmesi iki püskürtme beton katmanı arasına yapılabilir. Birinci katman, hasırın kolaylıkla yerleştirilebileceği düz bir yüzey oluşturur.

Hasır ile güçlendirmenin alternatifi, püskürtme beton karışımının bir bileşeni olan ve püskürtme beton katmanının tamamında donatı sağlayan çelik veya polipiropilen liflerin kullanımıdır (Morgan vd., 1989, 1999). Karbon çeliğinden imal edilen çelik liflerin uzunluğu 30-38 mm ve çapı 0,5 mm'dir. Çekilmeye karşı direnç sağlamak açısından, liflerin ucu eğik ve köprülüdür. Püskürtme beton karışımında çelik liflerin oranı 60 kg/m^3 olmakla birlikte, püskürtme betonun metre küpü başına 6 kg polipiropilen lifi kullanmak suretiyle de bu düzeyde dayanımlar elde edilebilir. Liflerin ana görevi, donatısız betona kıyasla püskürtme betonun kesme, çekme ve çatlama sonrası dayanımını arttırmaktır; yüzey arkasındaki çatlaklı kaya blokları gevşediği zaman, püskürtme betondaki yükleme kesme ve çekme şeklinde olacaktır.

Çelik liflerin dezavantajları, püskürtme beton içindeki çatlaklarda paslanma eğilimi ile birlikte, insanların yüzey ile temasta olduğu yerde dokunana batma tehlikesidir; polipiropilen lifleri bu dezavantajların ikisini de ortadan kaldırır.

Karışım tasarımı: Püskürtme beton karışımları, ilk evrelerde yüksek dayanım kazandıran katkı maddeleri (süper plastikleştiriciler) ile birlikte çimento ve agregadan (10-2,5 mm çaplı agrega ve kum) oluşur. Püskürtme betonun özellikleri, karışımdaki çimentonun bir kısmının yerine mikro silis eklemek suretiyle iyileştirilir (USBM, 1984). Silis fümesi çok ince bir toz olup, tane boyu yaklaşık olarak dumanınkine eşittir. Silis fümesi püskürtme betona eklendiği zaman sekmeyi azaltır, 500 mm'ye kadar katman kalınlığının bir seferde uygulanmasına olanak verir ve akan su bulunan yüzeyleri kaplar. Ayrıca, bazı durumlarda uzun dönem dayanımında bir artış da söz konusudur.

Püskürtme beton yaş veya kuru karışım şeklinde uygulanabilir. Islak püskürtme beton karışımındaki bileşenler (su da dahil olmak üzere) hazır beton istasyonlarında karıştırılır ve sahaya betonyer kamyonları ile nakledilirler. Giriş yolu düzgün ve bol miktarda betona ihtiyaç duyulan olan sahalar için bu yaklaşım uygundur. Kuru püskürtme beton karışımında kuru bileşenler hazır beton tesisinde karıştırılır ve tabanında vanası olan 1 m^3'lük torbalara yerleştirilir (Şekil 12.14). Bu torbalar sahada yerleştiriciler içine boşaltılır ve ön-ıslatma düzeneği karışıma %4 oranında su ekler. Karışım daha sonra basınçlı hortumla birlikte biraz daha su eklenmiş olarak yüzeye pompalanır. Kuru karışım sürecinin avantajları,

girişin zor olduğu ve bir seferde küçük miktarların uygulandığı yerlerde kullanılmasıdır. Ayrıca, yüzeyde değişik miktarda sızmanın bulunduğu yerlerde su miktarını ayarlayabilmede faydalı bir yöntemdir. Çelik lifle güçlendirilmiş silis fümeli kuru karışım ve ıslak karışımlar için tipik karışımlar Tablo 12.9'da verilmiştir (Morgan vd., 1989).

Püskürtme beton dayanımı: Püskürtme betonun dayanımı, bir şeve uygulandığında püskürtme betonun maruz kalabileceği yükleme koşulu çeşitlerine karşılık gelen üç parametre ile tanımlanır. Bu parametreler için tipik değerler aşağıdaki gibidir:

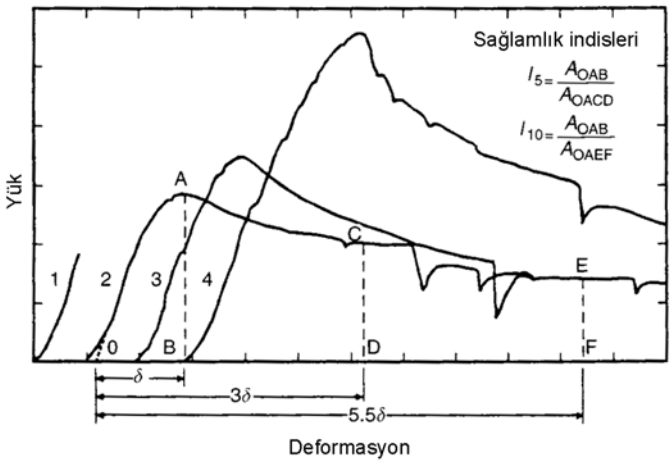
(a) 3 günde 20 MPa'lık ve 7 günde 30 MPa'lık basınç dayanımı
(b) 7 günde 4,5 MPa'lık ilk çatlak eğilme dayanımı
(c) $I_5 = 4$ ve $I_{10} = 6$ şeklinde sağlamlık indisleri

Şekil 12.14 Bir pompayı besleyen torbalı karışım ve ön-ıslatıcıdan oluşan kuru karışımlı püskürtme beton süreci.

Tablo 12.9 Tipik püskürtme beton karışımları.

Malzeme	*Kuru karışım* (kg/m³)	*Püskürtme beton* (*% kuru malzeme*)	*Islak karışım* (kg/m³)	*Püskürtme beton* (*% kuru malzeme*)
Çimento, Tip I	400	18,3	420	18,3
Silis fümesi	50	2,3	40	1,7
10 mm'lik agrega	500	22,9	480	20,9
Kum	1170	53,7	1120	48,7
Çelik lifler	60	2,8	60	2,6
Su azaltması	–	–	21	0,09
Süper plastikleştirici	–	–	61	0,04
Hava kapanlayıcı katkı	–	–	gerekli ise	gerekli ise
Su	170[a]	–	180	7,8
Toplam net kütle	2350	100	2300	100

Not
[a] Ön-ıslatıcıdan gelen ve basınçlı hortumdan eklenen toplam su (doygun yüzeyli kuru agrega kavramına dayalı olarak).



Şekil 12.15 Çelik lif donatılı püskürtme betonun yük deformasyon özellikleri. 1: lifsiz, 2: hacimce %1 lif, 3: hacimce %2 lif, 4: hacimce %3 lif (American Concrete Institute, 1995).

Fleksürel dayanım ve sağlamlık indisleri, arazide bir panelden 100 mm kare kesitli ve 350 mm uzunluğunda bir kiriş kesme ve kirişi eğilme deneyine tabi tutmak suretiyle belirlenir. Deneyde pik dayanım ötesindeki deformasyon ölçülür; bu ölçümlerden I_5 ve I_{10} sağlamlık indislerinin hesaplanma yöntemi Şekil 12.15'de verilmiştir.

Yüzeyin hazırlanması: Püskürtme betonun etkinliği, uygulamanın yapıldığı yüzey koşullarından etkilenir. Yüzeyde gevşek veya kırılmış kaya, toprak, bitki ve buz olmamalıdır. Ayrıca, püskürtme beton ile kaya arasında iyi bir yapışmanın sağlanması açısından yüzey nemli olmalı ve püskürtme betonun katılaştığı ilk yedi gün içinde ortam sıcaklığı 5^0C'ın üzerinde olmalıdır. Yüzey arkasında su birikmesini önlemek açısından drenaj delikleri açılmalıdır. Genellikle 0,5 m olan bu delikler merkezden merkeze 1-2 m aralıklarla yerleştirilmelidir. Masif kayada drenaj deliklerinin yerleştirilmesi püskürtme beton uygulamasından önce yapılmalı ve su taşıyan süreksizlikleri kesecek şekilde yerleştirilmelidir. Püskürtme betonun uygulanması sırasında bu delikler ahşap kazık veya paçavra ile tıkanmalıdır.

Estetik: Bazı inşaat projelerindeki şartlardan biri, püskürtme betonla kaplanan yüzeylerin doğal bir görünüme sahip olmasıdır. Başka bir deyişle, doğal kaya rengine uyum sağlamak için püskürtme betona boya katılmalı ve yüzeye bir "süreksizlikler" paterni vermek üzere traşlanmalıdır. Açıkça görüleceği gibi, bu işin maliyeti yüksektir; fakat, nihai görünüm bir kaya yüzeyinin kopyası olabilir.

12.4.5 Payandalar

Kaya düşmesi veya bozuşmanın şev yüzünde oyuk meydana getirdiği yerlerde, sonraki düşmeleri engellemek üzere oyuk içinde beton payanda inşa edilmesi gerekebilir (Şekil 12.4, Durum 6). Payanda, biri zayıf kaya alanlarını tutma ve koruma, diğeri de çıkıntıyı destekleme olmak üzere iki görevi yerine getirir. Payandalar, kayadan gelen itkinin yönü payandayı sıkıştıracak şekilde tasarlanmalıdır. Böyle yapmakla eğilme momentleri ve döndürme kuvvetleri ortadan kaldırılır ve betonda fazla donatıya ya da kayada geri bağlamalı ankrajlara gerek kalmaz.

Payanda kullanımında amaç kayanın rahatlamasını önlemek ise, temiz ve sağlam bir kaya yüzeyine oturtulmalıdır. Bu yüzeyin itki yönü ile dik açı yapmaması durumunda, kaymayı önlemek için, çelik pimler kullanmak suretiyle payandanın tabana ankrajlanması gerekir. Ayrıca, payandanın tepesi çıkıntının alt tarafı ile temasta olacak şekilde döküm yapılmalıdır. Bu ikinci ölçütü sağlamak için, son döküm işleminin kaya yüzeyinden oyuk içine doğru açılan delikten aşağı doğru yapılması ve karışımda büzülmeyi engelleyici bir katkı maddesi kullanımı gerekebilir.

12.4.6 Drenaj

Tablo 12.1'de görüldüğü gibi, kaya şevlerde yeraltı suyu çoğu zaman duraysızlığın başlıca nedenidir veya bu sürece katkıda bulunan bir etmendir. Su basıncındaki azalma genellikle duraylılığı iyileştirmektedir. Bu iyileştirme Bölümler 6-10'da ele alınan tasarım prosedürleri kullanılarak nicelleştirilebilir. Su basıncını kontrol etme yöntemleri, yüzeyden sızmayı kısıtlama, yatay dren delikleri açma veya su çıkışını sağlamak için topukta galeri sürme şeklindedir (Şekil 12.16). Saha için en uygun yöntemin seçimi, yağışın şiddeti veya kar erimesi, kayanın geçirgenliği ve şev boyutları gibi faktörlere bağlıdır.

Yüzeyden sızma: Yamacı çabucak doyuran ve yüzey erozyonuna neden olan şiddetli yağışların meydana geldiği iklimlerde suyu tutmak için hem şev gerisinde hem de palyelerde drenlerin inşa edilmesi uygun olacaktır (Government of Hong Kong, 2000). Toplanan suyun şev içine sızmasını engellemek için, bu drenler kâgir veya beton ile kaplanır ve beklenen pik tasarım akışlarını taşıyacak şekilde boyutlandırılır [bkz. Şekil 1.1(a)]. Drenler ayrıca toplanan su yağmur drenaj sistemine veya yakındaki bir yüzey suyu kütlesine boşalacak şekilde birbirine bağlanır. Drenlerin topoğrafik gradyanın yüksek olduğu yerlerde bulunması durumunda bazan akış hızlarını kesmek için dren tabanına engeller inşa edilir. Yağışın çok olduğu iklimlerde genellikle hızlı bir bitki büyümesi söz konusu olup, drenleri temiz tutmak için periyodik bakım gereklidir.

Yatay dren delikleri: Çoğu kaya şevlerinde su basıncını etkin bir şekilde azaltmanın yolu, yüzeyde bir dizi (yukarı doğru yaklaşık 5^0 eğimli) dren deliklerinin açılmasıdır. Yeraltı suyu çoğu süreksizliklerde bulunduğundan, deliklerin su taşıyan süreksizlikleri kesecek şekilde yönlendirilmesi gerekir. Şekil 12.4'de görülen koşullar için dren delikleri, şev yüzünü kesen daha devamlı süreksizlikleri kesecek şekilde küçük bir açı ile eğimlendirilmişlerdir. Deliklerin süreksizliklere paralel ve daha büyük bir açı ile açılması halinde drenaj daha az etkili olur.

Dren delikleri için gerekli açıklıkları hesaplamada yaygın olarak kullanılan bir formül olmamakla birlikte, bir kılavuz olması bakımından, delikler genellikle 3-10 m aralıklarla ve şev yüksekliğinin yaklaşık üçte bir kadar derinliklerde açılmaktadır. Delikler çoğu zaman delikli bir muhafaza ile donatılmış olup, boru üzerindeki delikler çatlak dolgusundan gelen ince malzemenin girmesini engelleyecek şekilde boyutlandırılır. Dren delikleri tasarımının bir diğer yönü, sızma suyunun deşarjıdır. Bu suyun şev topuğuna sızmasına izin verildiği takdirde, düşük dayanımlı malzemelerde kötüleşmeye neden olabilir veya drenlerin mansap yönünde ilave duraylılık problemleri ortaya çıkabilir. Saha koşullarına bağlı olarak, sızma suyunun tümünü çatallı bir boruda toplama ve şevden belirli bir uzaklıkta boşaltmak gerekebilir.

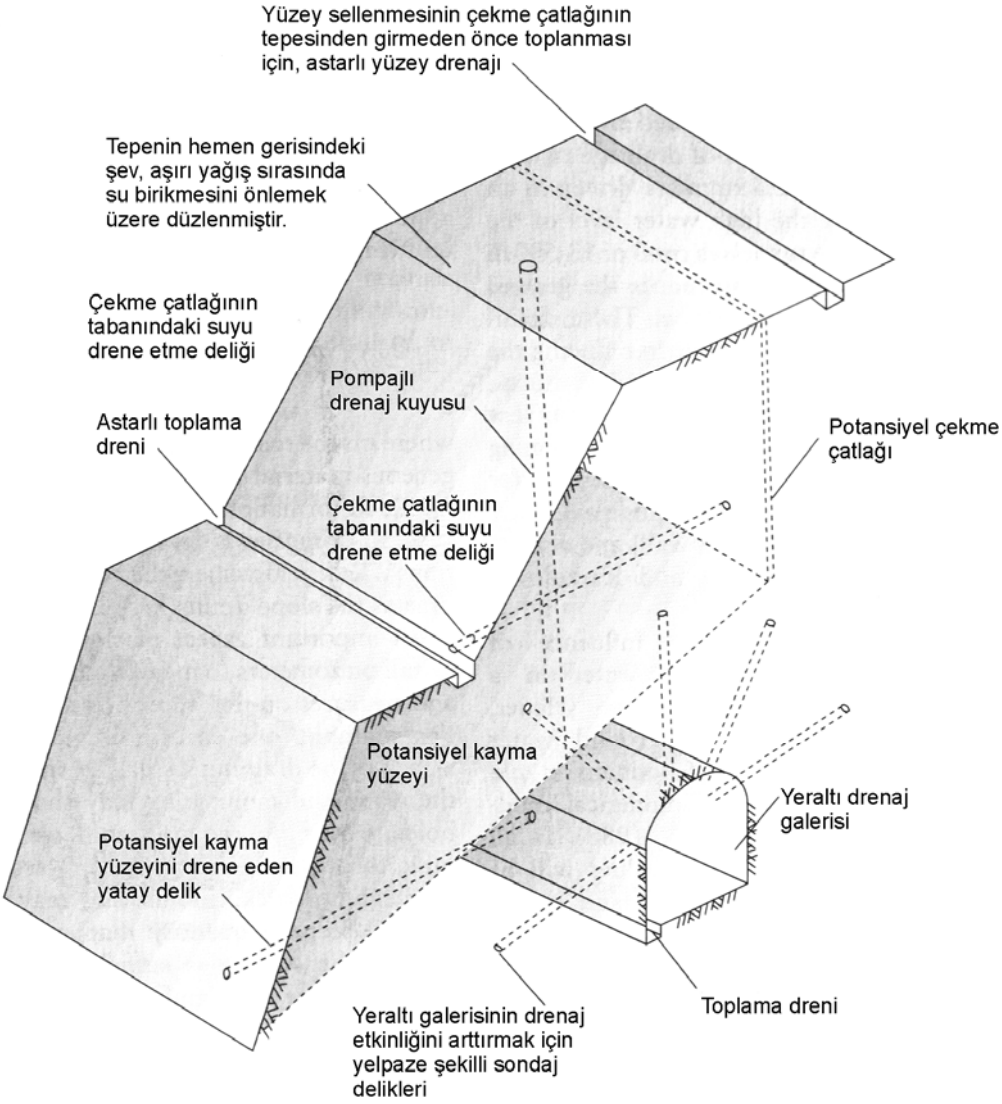
Drenaj delikleri birkaç yüz metre uzunlukta olabilir; bazan sondajın ilerlemesi sırasında delikli muhafaza yerleştiren sondaj ekipmanı kullanılır. Ayrıca, delik derinliğini küçültmek için, açılan tek delikten bazan yelpazeleme yapılır (Cedergren, 1989).

Drenaj galerileri: Büyük kaymalarda şevdeki su basıncını nispeten küçük dren delikleri ile bir hayli azaltmak mümkün olmayabilir. Böyle durumlarda kaymanın topuğundan bir drenaj galerisi sürülebilir; buradan da doygun kaya içinde bir dizi drenaj deliği açılabilir. Meselâ, British Columbia'daki Downie Heyelanı'nın alanı 7 km^2 ve kalınlığı da yaklaşık 250 m'dir. Bu yamacı duraylılığı, topuk kısmı bir baraj inşaatından dolayı su altında kaldığı zaman gündeme gelmiştir. Baraj gölünün maksimum seviyesi yukarısında toplam uzunluğu 2,5 km'yi bulan bir dizi drenaj tüneli açılmış ve yamaçtaki su basıncını düşürmek için bu tüneller içinden yamaç içine ayrıca 13.500 m uzunluğunda drenaj delikleri açılmıştır. Bu drenaj önlemleri kayma kütlesindeki su seviyesini 120 m kadar düşürecek şekilde etkili olmuş ve kayma hızı da yılda 10 mm'den 2 mm'ye düşmüştür (Forster, 1986). Bir madencilik uygulamasında Şili'deki Chuquicamata ocağında yeraltı suyu kontrol

önlemleri açısından güney duvarında 1200 m uzunlukta bir drenaj galerisi ile birlikte çok sayıda pompaj kuyusu açılmıştır (Flores ve Karzulovic, 2000).

Bir yamaçta bir drenaj tünelinin yeraltı suyu üzerine etkisini hesaplama yöntemleri ampirik prosedürler (Heuer, 1995), homojen kayada teorik yeraltı suyu modelleri (Goodman vd., 1965) ve üç boyutlu sayısal modellemeyi (McDonald ve Harbaugh, 1988) içerir. Yeraltı suyu akışı ile yapısal jeoloji arasındaki karmaşık ilişkilerden ve temsilci geçirgenlik değeri elde etmedeki güçlüklerden dolayı, bu yöntemlerin hepsinde elde edilen değerler sadece bir tahminden ibarettir.

İçeri akışın hesaplanması için geliştirilmiş ampirik prosedürler, tünel içinde ölçülen gerçek akış oranlarına dayalıdır. Bu verilere dayalı olarak, paker deneylerine dayalı olarak, normalleştirilmiş denge durumu içeri akış şiddeti (l/dak/m tünel uzunluğu/m ayna) ve kaya kütlesi iletkenliği arasında bir ilişki geliştirilmiştir (Heuer, 1995). Tünelin bir akifer altından geçtiği yerlerde düşey beslenme ve sonsuz kaya kütlesi içindeki ışınsal akış için akım miktarları hesaplanabilir. Gerçek akışlar ölçülen iletkenliklere dayalı olarak hesaplanan teorik değerlerin sekizde biri kadar olabildiğinden, bu ampirik ilişki geliştirilmiştir.



Şekil 12.16 Şev drenaj yöntemleri.

Yaklaşık içeri akış miktarları ayrıca drenaj galerilerini basınç yükünün tünel yüzeyinde atmosferik kabul edildiği homojen, izotrop, gözenekli ortamda sonsuz uzunlukta bir tünel olarak modellemek suretiyle de elde edilebilir. Akışın şevde drenaj olmayacak şekilde ve tünel yukarısındaki yük de (H_0) zaman içinde sabit olacak biçimde denge durumu koşulları altında gerçekleşmesi halinde, tünelin metre uzunluğu başına yeraltı suyunun yaklaşık akış miktarı (Q_0) aşağıdaki gibi ifade edilir:

$$Q_0 = \frac{2\pi K H_0}{2{,}3\log(2H_0/r)} \qquad (12.11)$$

Burada, r = hidrolik iletkenliği K olan homojen malzemede açılan tünelin yarıçapıdır. Gözenekliliği ve özgül depolaması düşük kaya formasyonlarda şevin drenajı sırasında yükün düştüğü yerlerde geçiş koşullarının gelişmesi olasıdır.

Şev drenajının önemli bir diğer yönü de, drenaj önlemlerinin şevdeki su basıncı üzerine etkisini izlemek üzere piyezometrelerin yerleştirilmesidir. Örnek olarak, akışın yüksek olduğu bir drenaj deliği şevde sadece küçük ve geçirgen bir zonu drene ediyor olabilir; izleme işlemleri şevin tamamındaki su tablasının düşürülmesi için daha fazla deliğe gerek olduğunu gösterebilir. Bunun aksine, geçirgenliği düşük kayadaki izleme işlemleri yüzeye çıkarken buharlaşan küçük bir sızmanın su basıncını azaltmaya yeterli olduğunu ve duraylılık koşullarını önemli ölçüde iyileştirdiğini de gösterebilir.

12.4.7 "Yerinde Patlatma" Payandaları

Kayma yüzeyinin devamlı bir tabakalanma yüzeyi gibi iyi tanımlanmış bir jeolojik yapıdan meydana geldiği heyelanlarda stabilizasyon işlemi bu yüzeyi patlatmak suretiyle "yerinde patlatılmış" payanda oluşturulabilir (Aycock, 1981; Moore, 1986). Patlatma etkisiyle kaya yüzeyi örselenmekte ve pürüzlülüğü etkin bir şekilde arttırılmaktadır; bu da toplam sürtünme açısını arttırmaktadır. Toplam sürtünme açısının kayma yüzeyi eğiminden büyük olması halinde, kayma durdurulabilir. Kayanın çatlaklanması ve hacimsel genişlemesi de kayma yüzeyindeki su basıncının azalmasına yardımcı olabilir.

Patlatma yöntemi kayma yüzeyi üzerinde bir patern halinde delikler açılmasını ve bu seviyede sadece kayayı kırmaya yetecek kadar patlayıcı yerleştirilmesini kapsar. Bu teknik için, sondaj makineleri şeve girebilecek kadar sahanın güvenli olması ve kayaların delme işlemleri başlamadan önce henüz çok kırılmamış durumda olması gerekir. Açıkça görüleceği gibi, duraylılık koşullarını daha da kötüleştirme potansiyelinden dolayı, bu stabilizasyon tekniği büyük bir dikkat ile kullanılmalı ve belki de sadece uygun başka çözümün bulunmadığı durumlarda bu tekniğe başvurulmalıdır.

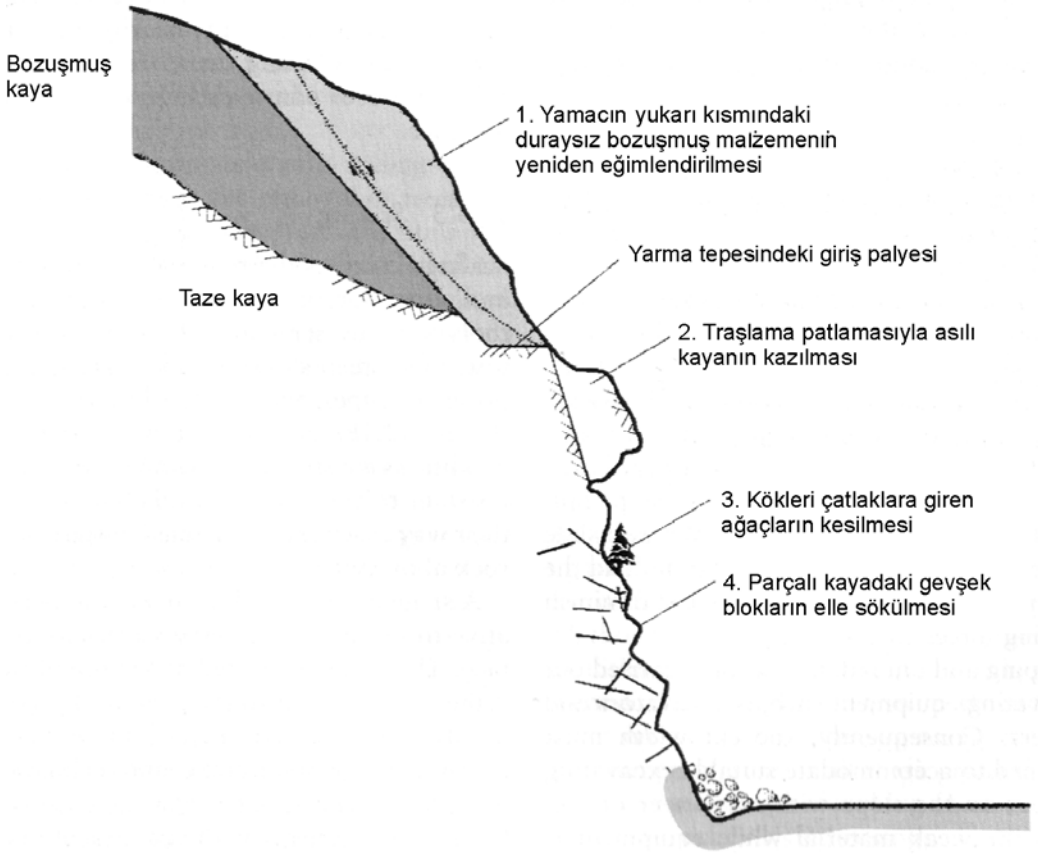
12.5 Kayayı Hafrederek Yapılan Stabilizasyon

Kaya şevlerin stabilizasyonu, potansiyel olarak duraysız kayayı hafrederek de yapılabilir; Şekil 12.17'de aşağıdakiler de dahil olmak üzere tipik hafriyat yöntemleri verilmiştir:

- Duraysız kaya zonlarının yeniden eğimlendirilmesi
- Çıkıntıların patlatma ile traşlanması
- Bireysel kaya bloklarının düzlenmesi

Bu altbölümde bu yöntemlerle birlikte hafriyatın yapılması ve yapılmaması gereken durumlar tanımlanmıştır. Kayanın hafriyatı genelde tercih edilen bir yöntemdir; çünkü, böyle bir çalışma tehlikeyi ortadan kaldırmakta ve gelecekte hiçbir bakıma gerek kalmamaktadır. Ancak, hafriyat işlemi sadece yeni yüzeyin kesinlikle duraylı olacağı ve şevin üst kısmında alt oyulması riskinin bulunmadığı yerlerde uygulanmalıdır. Şekil 12.17 üzerindeki 4 No'lu alan, hafriyat işleminin dikkatli bir şekilde yapılması gerekli alana bir örnektir. Çatlamanın patlatma ile oluşmuş olması ve sadece sığ bir derinliğe yayılmış olması şartıyla, gevşek kayanın en dış

kısmının güvenli bir şekilde hafredilmesi mümkündür. Ancak, kaya kütlesi derinlemesine çatlaklı ise, devamlı düzleştirme işlemi kısa zamanda oyulmalara neden olur ve bu işlem de şevin üst kısmının altını oyar.



Şekil 12.17 Şev stabilizasyonu için kaya kazma/uzaklaştırma yöntemleri.

Bir şev yüzündeki gevşek kayanın uzaklaştırılması, şeyl örneğinde olduğu gibi kayanın ileri derecede kötüleşebilir olduğu durumda etkili olmaz. Böyle durumlarda yeni bir yüzeyin ortaya çıkmasıyla yeni bir bozuşma ve duraysızlık başlar. Bu koşullar için daha uygun olan stabilizasyon yöntemleri, yüzeyin püskürtme beton veya kaya bulonları ile ya da geri bağlamalı bir duvar ile korunmasıdır.

12.5.1 Yeniden Eğimlendirme ve Yük Boşaltma

Bir yarmanın üst kısmında örtü malzemesi ya da bozuşmuş kaya bulunması halinde, bu malzeme çoğu zaman alttaki daha sağlam kayadan daha düşük bir eğim açısında şevlendirilir (Şekil 12.17, Durum 1). Yeniden şevlendirme ve yük boşaltma tasarım prosedürü duraysız şevin geriye analizi ile başlar. Duraysız şevin emniyet katsayısını 1,0'e eşitlemek suretiyle kaya kütlesi dayanım parametrelerini hesaplamak mümkündür (bkz. Altbölüm 4.4). Bu bilgi daha sonra arzu edilen emniyet katsayısını elde etmek için gerekli azaltılmış şev eğimi ve/veya yüksekliğini hesaplamada kullanılır.

Tasarım sırasında dikkate alınması gerekli bir diğer koşul, inşaattan yıllar sonra kayanın bozuşmasıdır ki, belirli bir süre sonra yeniden şevlendirme işlemi o kadar kolay olmayabilir. Küçük şev yenilmelerini tutmak ve ekipmanlara giriş sağlamak için, zeminin veya

bozuşmuş kayanın topuğunda bir palye oluşturulabilir. Bir kaymanın geliştiği yerde yüksekliği azaltmak ve kaydırıcı kuvvetleri küçültmek için yarmanın tepesinden yük boşaltması yapılabilir.

Yeniden şevlendirme ve yük boşaltma işlemleri genellikle kepçeler veya buldozerler gibi kazıcı makinelerle yapılır. Sonuç olarak, ekipmanın çalışması sırasında şevdeki zayıf malzemede göçme olmayacak şekilde uygun kazı ekipmanlarını barındırabilecek yarma genişliği tasarlanmalıdır. Bu genişlik genellikle en az 5 m civarındadır. Ekipman girişi için gerekli güvenlik, yeni yarmanın topuğunun eski yarma topuğu ile çakıştığı "gümüş" yarma kazılarını engellemektedir.

12.5.2 Traşlama

Bir kaya şevinin yenilmesi veya bozuşması şev yüzünde bir çıkıntı oluşmasına neden olabilir (Şekil 12.17, Durum 2); bu çıkıntının yenilmesi halinde bir tehlike söz konusu olabilir. Böyle durumlarda çıkıntının patlatma ile uzaklaştırılması en uygun stabilizasyon önlemi olabilir. Altbölüm 11.4'de küçük hacimli kayaların, traşlama hattı arkasındaki kayaya minimum hasar ile patlatılarak traşlanmasının gerekli olduğu durumlara uygulanabilir kontrollü patlatma yöntemleri üzerinde durulmuştur.

Traşlama patlatması üzerindeki örtünün ince olması durumunda, patlayıcı enerjisini karşılayacak kaya az miktarda olduğundan, kaya fırlamaları uzak mesafelerde etkili olabilir. Böyle durumlarda yakında bulunan binaları ve enerji nakil hatlarını korumak için, patlatma örtüleri gibi uygun önlemlerin alınması gerekir. Patlatma örtüleri birbirine zincirlenmiş veya telle bağlanmış araba lastikleri veya taşıma bantlarından oluşabilir.

12.5.3 Rötuşlama

Rötuşlama, bir şevin yüzündeki gevşek kaya, toprak veya bitkilerin küskü, kürek veya motorlu testere ile uzaklaştırılmasını tanımlar. Çok eğimli şev veya yamaçlarda işçiler genellikle şev tepesine bağlı urganlarla desteklenirler (Şekil 12.18). Bu koşullar için uygun bir urgan, kesme ve aşınmalara karşı çok dayanıklı olan çelik çekirdekli kendirden yapılandır. Rötuş işçileri yukarıda gevşek kaya bulunmaması için çalışmaya şev yukarısından başlarlar.

Rötuşlama işçilerinin sahaya erişiminde urgan kullanımına alternatif, bir vinçten sarkıtılan platform üstünde çalışmaktır. Şevin tepesine başka bir erişim yoksa, vinç şev topuğunda konuşlandırılır. Urgan yerine vinç kullanmanın dezavantajları, vincin maliyeti ve vincin yolun iki-üç şeridini kaplayan ve sonuçta trafik akışını zaman zaman bozan terazileme ayaklarıdır. Ayrıca, bir vinçten sarkıtılan platform, yukarıdan bir kaya düşmesi halinde rötuş işçileri vinç operatörünü çabucak hareket etme konusunda yönlediremedikleri için, urgan kullanımına kıyasla daha az güvenli olabilir.

Çok yağışlı bölgelerde rötuşlama işleminin önemli bir bileşeni de, şev yüzeyinde ve şev tepesinin birkaç metre gerisinde büyüyen ağaç ve bitkilerin temizlenmesidir. Kaya yüzeyindeki çatlaklar içinde büyüyen ağaç kökleri çatlakları açılmaya zorlayabilir ve sonuçta kaya düşmelerine neden olur. Ayrıca, ağaçların rüzgar ile hareketi, köklerin gevşek kayalar üzerinde manivela etkisine neden olur. Yüzeydeki ayaların ağaç kökleriyle genel anlamdaki gevşetmesi ayrıca suyun süzülme oranını da arttırır ki, orta iklimlerde donma ve çözülme olayları çatlakların daha da açılmasını sağlar. Tablo 12.1'de görüldüğü gibi, California karayolu sistemindeki kaya düşmelerinin yaklaşık %0,6'sı kök büyümesine atfedilebilir.

12.5.4 Kaya Hafriyatı İşlemleri

Aktif karayolu ve demiryolu yukarısında kaya hafriyatı işlemlerinin yapıldığı yerlerde veya kent alanlarında, düşen kayadan dolayı yaralanma veya hasarı önlemek için özel bir dikkat gösterilmelidir. Bunun için genellikle kaya hafriyatı devam ederken ve şev güvenli olana kadar ve yol üzeri molozdan temizleninceye kadar trafik durdurulur. Topukta boru hattı veya kabloların gömülü olduğu yerlerde bunların korunması

gerekebilir. Ayrıca, yol kaplamasını veya demiryolu raylarını kaya düşmelerine karşı korumak da gerekebilir. Bunun için 1,5-2 m kalınlığında kum örtü serilmesi genellikle yeterlidir. Özellikle hassas olan yapılarda kauçuk patlatma örtüleri ile ilave koruma sağlanabilir.

Şekil 12.18 Çok eğimli kaya şevinde gevşek kayaları düşüren, yukarıya bağlı urganla çalışan bir rötuş işçisi (Thompson River Canyon, British Columbia, Kanada) (TRB, 1996).

12.6 Kaya Düşmelerine Karşı Koruma Önlemleri

Kaya düşmesi tehlikesini asgariye indirmenin etkili bir yöntemi, kaya düşmelerine izin verilmesi ve bunların hareket ettiği mesafe ve yönün kontrol edilmesidir. Kaya düşmesini kontrol etme ve şev topuğundaki tesisleri koruma yöntemleri; yakalama hendekleri ve bariyerlerini, tel örgülü çitleri, şev yüzüne serilmiş ağları ve kaya sundurmalarını kapsar. Bu yöntemlerin hepsinin ortak yönü, kaya düşmesinin ya belirli bir mesafede durdurulduğu ya da korunan tesisten saptırıldığı enerji soğurma özellikleridir. Bu altbölümde tanımlandığı gibi, birkaç yüz metre yükseklikten düşen ve 1 MJ kadar enerji ile çarpan yaklaşık 2 m'ye kadar boyuttaki kayaların uygun teknikler kullanılarak kontrol edilmesi mümkündür. Donatılı beton duvarlar gibi rijit yapılar veya sabit desteklere sıkıca bağlanmış çitler kaya düşmelerini durdurmada çoğu zaman elverişli değildirler.

12.6.1 Kaya Düşmesinin Modellenmesi

Etkin koruma önlemlerinin seçimi ve tasarımı, kaya düşme davranışının kestirilebilmesini gerektirir. Kaya düşmesi konusunda ilk çalışma, şev boyutlarıyla ilişkili ampirik hendek tasarım diyagramları geliştiren Ritchie (1963) tarafından yapılmıştır (bkz. Altbölüm 10.6.2). Kaya düşme davranışının kestirilmesinde 1980'lerden beri geliştirilen ve kaya bloklarının yamaçta yuvarlanmasını ve zıplamasını benzeştiren çok sayıda bilgisayar programının yazılmasıyla önemli gelişmeler kaydedilmiştir (Piteau, 1980; Wu, 1984; Descoeudres ve Zimmerman, 1987; Spang, 1987; Hungr ve Evans, 1988; Pfeffer ve Bowe, 1989; Pfeiffer vd., 1990; Azzoni ve de Freitas, 1995).

Şekil 12.19'da kaya düşmesi benzetişim programı *RocFall*'ın (Rocscience, 2004) bir çıktısı

görülmektedir. Enine kesitte 20 kaya düşmesinin takip ettiği yollar verilmiş olup, bunlardan bir tanesi hendek dışına yuvarlanmaktadır. Şekil 12.19(b) ve (c)'de yamaç aşağı belirli aralıklarla sırayla maksimum zıplama yükseklikleri ve toplam kinetik enerji görülmektedir. Programların girdisi; şev ve hendek geometrisi, yüzeyin düzensizliği (pürüzlülüğü), yamaç malzemesinin yerine oturtma katsayıları, bloğun kütlesi ve şekli ve başlama yeri ile hızından oluşur. Yer yüzeyinin şeklindeki değişimin derecesi, çok sayıdaki koşturmanın her birinde yüzey pürüzlülüğünü rasgele değiştirmek suretiyle ve ona göre bir dizi hareket rotası belirlemek suretiyle modellenir.

Şekil 12.19'dakine benzer analiz sonuçları, blok boyutları ve şekilleri ile ilgili jeolojik veriler ile birlikte kullanılarak hendek boyutları veya bir çit ya da bariyerin optimum pozisyonu, gerekli yüksekliği ve enerji kapasitesi hesaplanabilir. Bazı durumlarda bir test yapısı inşa etmek suretiyle tasarımı teyit etmek gerekebilir. Altbölümler 12.6.2–12.6.4'de hendekler, çitler ve bariyerler ile birlikte bunların kullanılabildiği koşullar tanımlanmıştır.

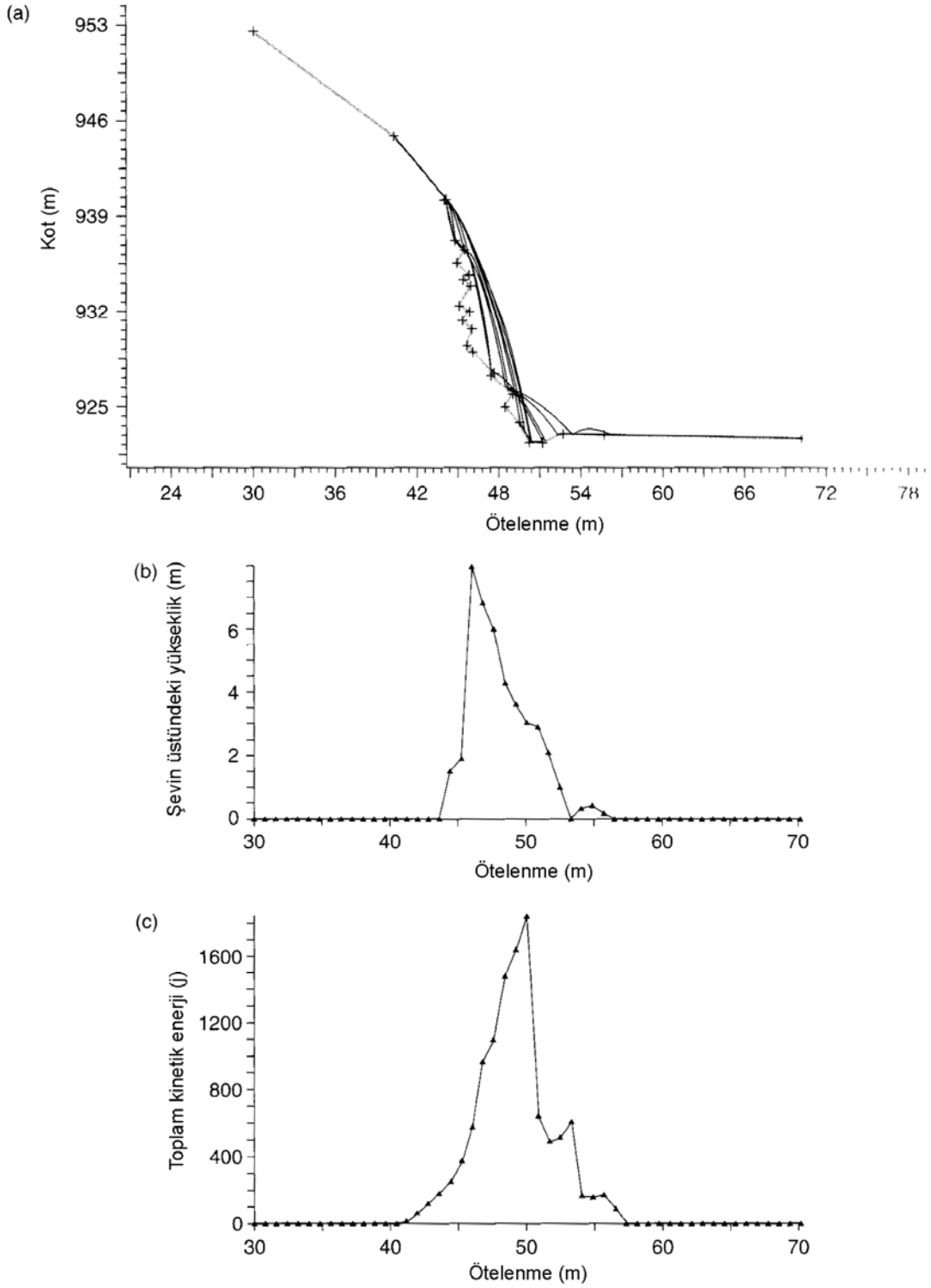
Palyeli Şevler: Kaya yarmalarında inşa edilen palyeler genellikle kaya düşme tehlikesini arttırırlar; bu nedenle, çoğu koşullarda bunların inşası önerilmemektedir. Palyeler, palye tepelerinin patlatmadan dolayı yenildiği yerlerde tehlikeli olabilir; yenilmiş palyeler geride şev yüzeyinde düzensiz çıkıntılar bırakır. Bu çıkıntılara çarpan kaya düşmeleri yüzeyden uzağa sıçrama ve tabandan oldukça uzak bir mesafede durma eğilimindedir. Dar palyelerin moloz ile dolduğu yerlerde palyeler kaya düşmelerini etkin bir şekilde yakalayamazlar. Dar ve kesikli palyelerde çalışacak ekipman için tehlike söz konusu olduğundan, bu molozların hafredilmesi çok ender durumlarda mümkün olmaktadır.

Ancak, palyelerin duraylılık açısından faydalı olduğu iki durum söz konusudur. Birincisi, yatay tabakalı kumtaşı/şeyl/kömür istiflerinde palyelerin yerleri ve düşey açıklıkları çoğu zaman litoloji tarafından belirlenir. Palyeler, kömür veya kil şeyli gibi direnci en az olan ve daha çabuk bozuşan tabakaların tepesine inşa edilir (Wright, 1997). Bu konfigürasyonda şeyl bozuşurken direnci en yüksek olan litolojinin altı oyulmamış olur (Şekil 12.20). Ara palyelerin genişliği 6 ile 8 m arasında değişebilir; yüzey açıları da kayanın kararlılığına bağlıdır. Örnek olarak, ıslak kararlılık indeksi 50-79 arasında olan şeyller 43^0'lik açılarda (1,33H:1V) ve 9 metreye kadar yüksekliklerde kazılmaktadır. Diğer taraftan, masif kumtaşı ve kireçtaşı 87^0 kadar dik açılarda (1/20H:1V) ve 15 m kadar yüksekliklerde kazılabilir. Şekil 12.20'de ayrıca örtü şevinin topuğunda küçük duraysızlıkları tutmak ve temizlik için giriş sağlamak amacıyla bir palye görülmektedir. Palyeli şevlerin ikinci bir uygulaması, kayaların bozuşma derinliğinin büyük ve şiddetli yağışların sık olduğu tropik bölgelerde yapılmaktadır. Bu koşullarda yüzey sellenmesini toplama ve zayıf kayanın oyulmasını ve aşınmasını önlemek amacıyla her bir palyede ve şev aşağı yönde kaplamalı hendekler inşa edilmesi gerekir (Government of Hong Kong, 2000).

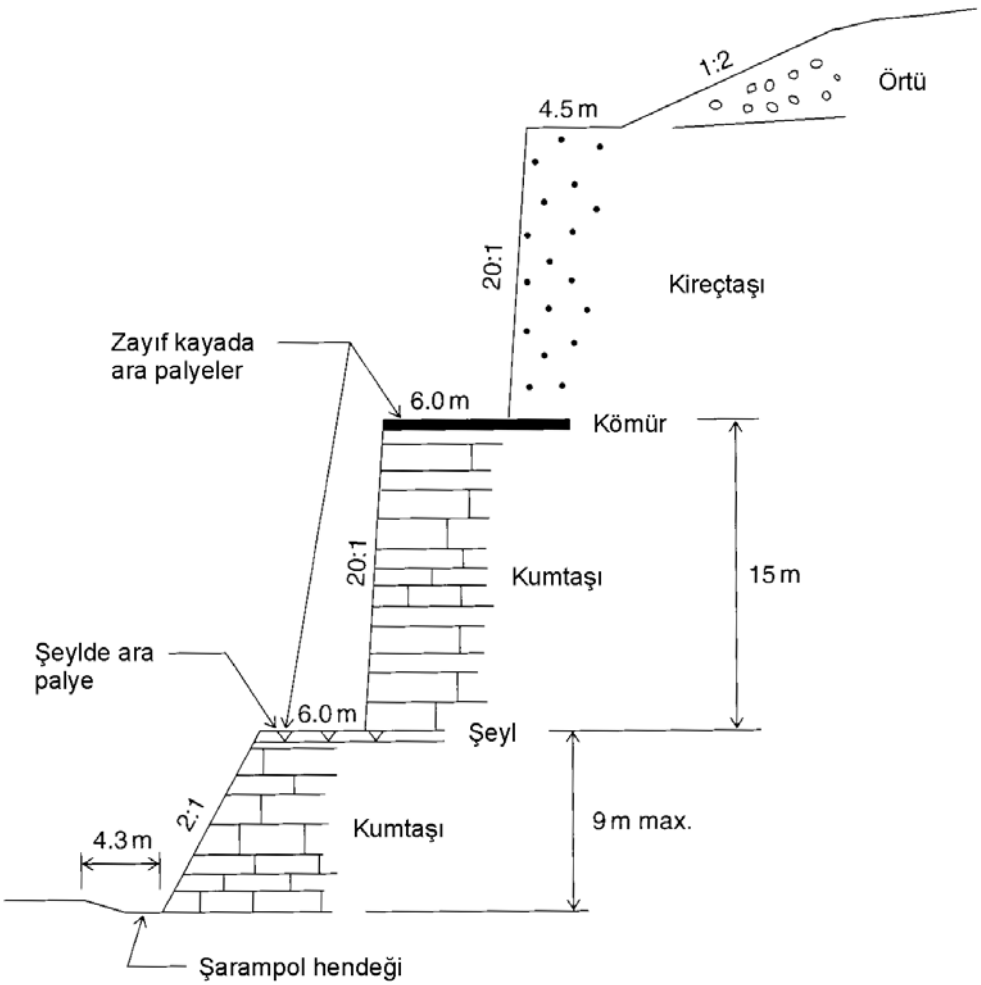
12.6.2 Hendekler

Şev topuklarındaki yakalama hendekleri, şev tabanında yeterli alan bulunması şartıyla, kaya düşmelerini durdurmada çoğu zaman ekonomik bir önlem türüdür (Wyllie ve Wood, 1981). Gerekli hendeğin derinlik ve genişlik şeklinde tanımlanan boyutları, şev yüksekliği ve şev açısı ile ilişkilidir; arazi deneylerine göre geliştirilmiş bir hendek tasarım diyagramı Şekil 12.21'de verilmiştir (Ritchie, 1963). Şekilde, yamaç açısının kaya düşmelerinin takip etme eğiliminde olduğu yol üzerine etkisi ile birlikte bu açının hendek tasarımını nasıl etkilediği görülmektedir. Yaklaşık 75^0'den daha fazla eğimli şevlerde kayalar yüzeye yakın kalma eğiliminde olup, topuğun yakınında bir yerde dururlar. 55^0 ile 75^0 arasındaki yamaç açılarında, düşen kayalar zıplama ve dönme eğiliminde olup, sonuç olarak tabandan bir hayli uzakta dururlar; bu nedenle, geniş bir hendek gereklidir. 40^0 ile 55^0 arasındaki yamaç

açılarında kayalar yamaç üzerinde yuvarlanarak hendek içine düşme eğilimi gösterirler.



Şekil 12.19 Kaya düşmesi davranışı analizine örnek: (a) 20 kaya düşmesinin hareket yolları; (b) yamaç boyunca düşey zıplama yüksekliğinde değişim; (c) yamaç boyunca toplam kinetik enerjideki değişim.



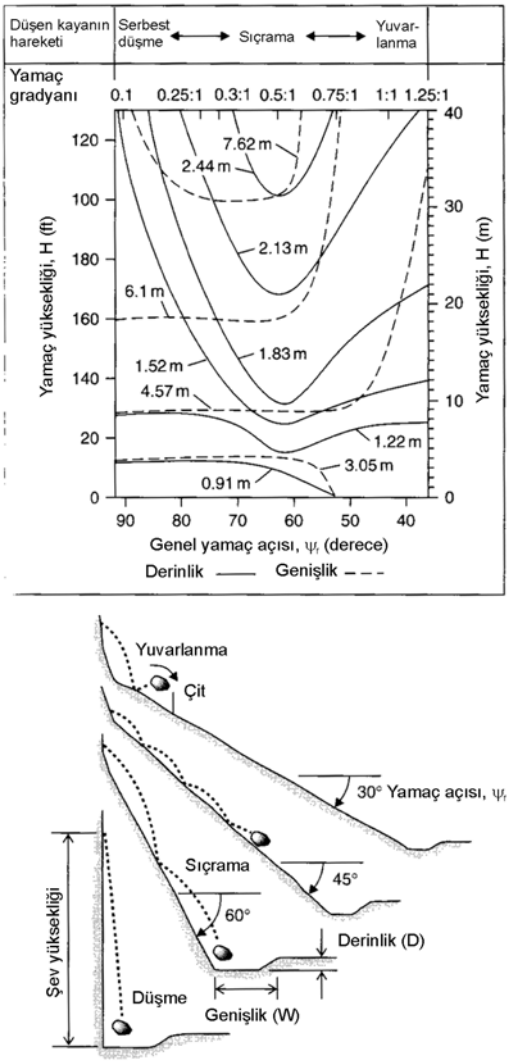
Şekil 12.20 Yarma yüzeylerini tabanında zayıf kömür ve şeyl formasyonlarının yer aldığı, yatay tabakalı kumtaşı ve kireçtaşında kazılan palyelerin konfigürasyonu.

Ritchie'nin yaptığı çalışmayı güncelleştirmek için, Oregon Department of Transportation (2001) kaya düşmesi davranışını ve yakalama alanlarının kapasitesini kapsamlı olarak incelemiştir. Bu çalışmada, 45^0 (1H:1V) ile düşey arasındaki şev açılarında beş durum için 12, 18 ve 24 m yükseklikler den kaya düşmeleri incelenmiştir. Şev topuğundaki yakalama alanları, engelsiz karayolu şarampollerini benzeştirmek amacıyla, eğimleri 76^0 (1/4H:1V), 80^0 (1/6H:1V) ve yatay olan düzlemsel yüzeyler olarak seçilmiştir. Deneyler sırasında topuktan itibaren çarpma mesafesi ve yuvarlanma mesafesinin ikisi de gözlenmiştir. Raporda, şev geometrisinin tüm kombinasyonları için tutulan kaya yüzdesi ile yakalama alanı genişliği arasındaki ilişkiyi gösteren tasarım diyagramları sunulmuştur.

12.6.3 Bariyerler

Gerek kazılmış hendeklerin performansını arttırmak ve gerekse şevlerin tabanında yakalama zonları oluşturmak için, değişik şekilde bariyerlerin inşa edilmesi mümkündür (Andrew, 1992a). Bariyerin arzu edilen çeşidi ve boyutları; düşen kayaların enerjisine, şev boyutlarına ve inşaat malzemelerinin bulunmasına bağlıdır. Tüm bariyerler için gerekli bir şart, çarpmaya karşı esnekliktir. Bariyerler enerjiyi deforme olma şeklinde soğurmaktadır; çarpma enerji

kapasitesi yüksek olan sistemler hem esnektirler hem de keskin kayaların çarpmasını önemli derecede hasar görmeden karşılayabilecek malzemeden yapılırlar. Aşağıda, yaygın olarak kullanılan bariyerlerden bazılarına ait kısa tanımlamalar yapılmıştır.



Şekil 12.21 Düşen kayaları yakalamada kullanılan hendek tasarım diyagramı (Ritchie, 1963).

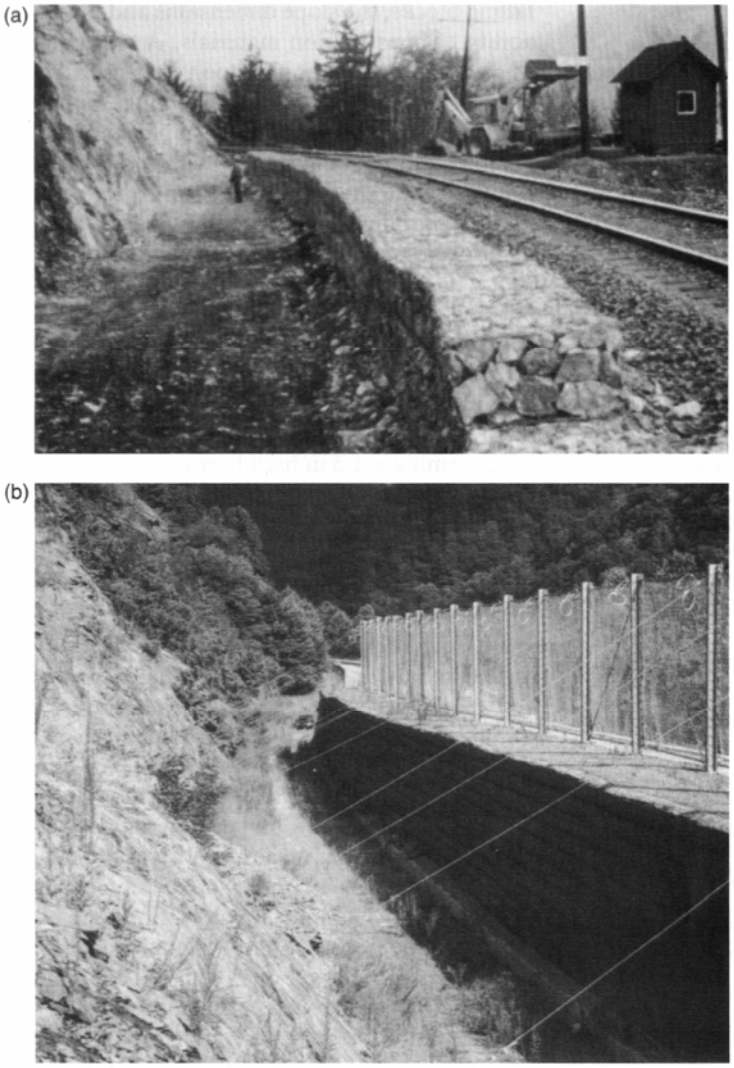
Taş sepetleri ve beton bloklar: 0,75 m'ye kadar çaplardaki kayalar için efektif koruma bariyerleridir. Şekil 12.22(a)'da dış kenarında 1,5 m yükseklikte bariyer oluşturan iki sıra halindeki taş kafesleri bulunan bir hendek örneği görülmektedir.

Bir bariyerin görevi, yuvarlanan kayaları tutan ve şev yüzeyine bakan düşey yüzeyli bir "hendek" oluşturmaktır. Bariyerler, düşen kayaların yuvarlandığı ve aşağı doğru döndüğü fakat önemli ölçüde zıplamadığı az eğimli şevlerin topuklarında özellikle faydalıdır. Böyle kayalar şev topuğundaki hendekte durabilse de, hendeğin dış kenarı boyunca tırmanabilir; düşey bir bariyer bu tür düşmeleri yakalamaya yardımcı olur.

Taş sepetleri içi kaya ile dolu tel örgüden oluşan paketlerdir. Enine kesitte tipik boyutları 0,91 m'lik kareler şeklindedir. Çoğu zaman sahadan çıkan hafriyat kayaları ile inşa edilirler. Bunların avantajları, sarp yamaçlarda ve temelin düzensiz olduğu yerlerde kolaylıkla inşa edilebilmesi ve düşen kayanın çarpması sırasında önemli miktarda enerjiyi sönümleyecek kapasitede olmalarıdır. Ancak, taş sepetlerinin kaya çarpmaları ve bakım ekipmanlarından doğan zarardan etkilenmemesi diye bir şey söz konusu olmayıp, onarım maliyetleri hayli yüksek olabilir. Taşıma hatları boyunca kaya düşmelerini tutmak için, taş sepetlerine benzer boyutlarda prefabrik betondan yapılma bariyerler de kullanılmaktadır. Beton bloklar kaya düşmelerini karşılamada taş sepetlerine göre daha az etkili olsalar da, her yerde kolaylıkla bulunma ve çabuk inşa edilme gibi üstünlükleri vardır. Beton blokların etkili olabilmesi için, bloklar arasındaki eklemler vasıtasıyla harekete izin verecek şekilde esneklik sağlanmalıdır. Bunun aksine, masif beton duvarlar daha az esnek olup, çarpma sırasında kırılma eğilimi gösterirler.

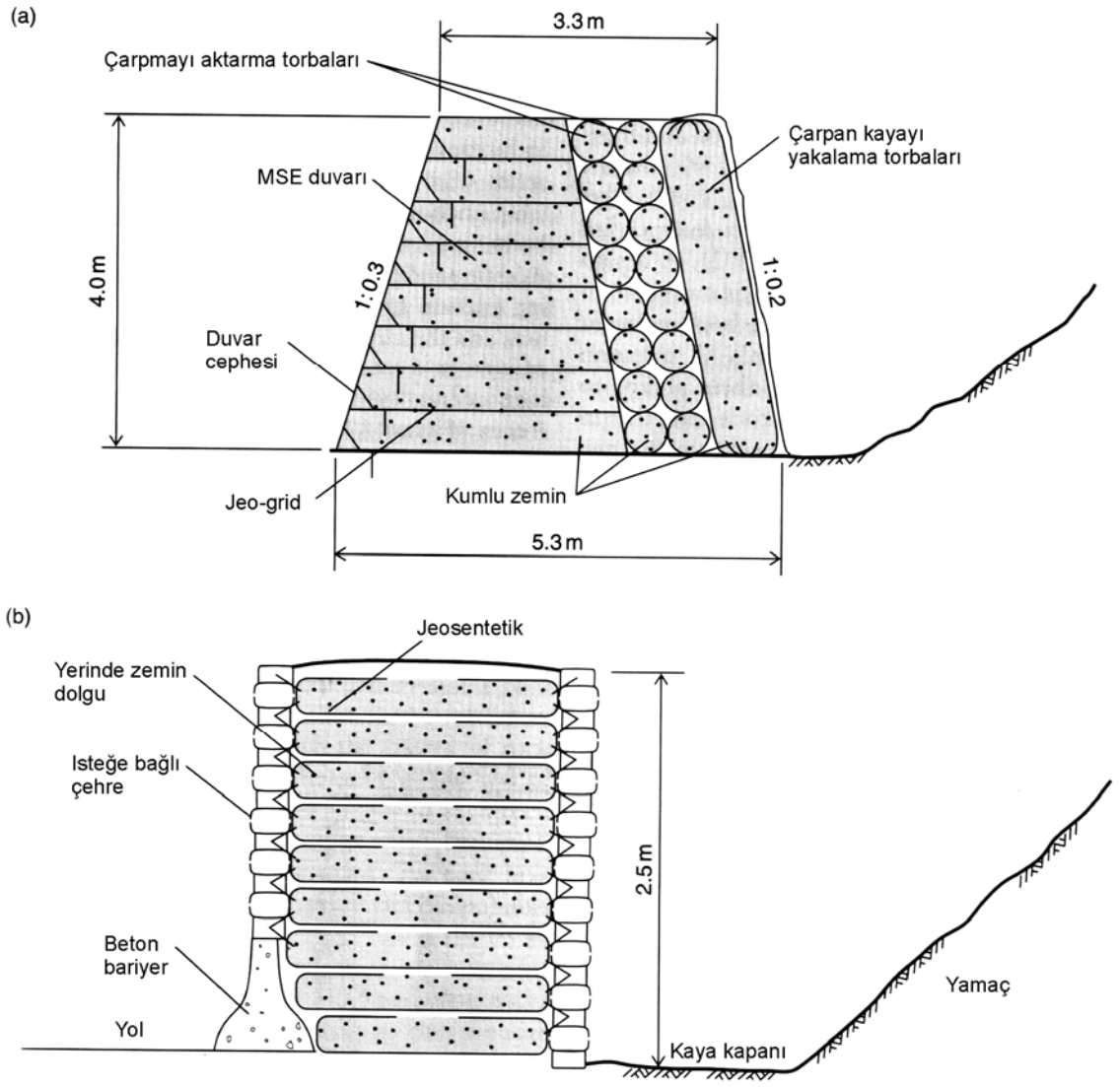
Jeofabrik-zemin bariyerleri: Jeofabrik ve zemin katmanları kullanmak suretiyle değişik şekillerde bariyerler inşa edilmektedir. Herbiri yaklaşık 0,6 m'den oluşan bu katmanlarla 4 m kadar yükseklikte bariyerler yapılabilmektedir (Threadgold ve McNichol, 1985) [Şekil 12.22(b)]. Herbir katmanı fabrik ile sarmalamak suretiyle, ön ve arka yüzleri düşey olan bir bariyer inşa etmek mümkündür; çarpmaya maruz kalan yüzeydeki hasar demiryolu bağlamaları, taş sepetleri ve lastik tekerlekler gibi malzemelerle

önlenebilir [Şekil 12.23(a) ve (b)]. Bu tür bir bariyerin kaya düşmelerini durdurma kapasitesi, çarpma enerjisine kıyasla bariyerin kütlesine, tabandaki kesme direncine ve yenilmeden deforme olma kapasitesine bağlıdır. Deformasyon, bariyer bileşenlerinin elastik deformasyonu ve tabandaki fabrik katmanının kesme yerdeğiştirmesi şeklinde iki türlü olabilir. Şekil 12.23'de görülen türden bariyerlerin bir dezavantajı, bariyerin kendisi ve arkasındaki yakalama alanı için haylice geniş alana ihtiyaç duyulmasıdır.



Şekil 12.22 Kaya düşmesine karşı turma yapıları: (a) Dış kenarı 1,5 m yüksekliğinde taş sepetinden oluşan kaya yakalama hendeği (Fraser River Canyon, British Columbia); (b) MSE duvardan ve tepesinde tel halat çitinden oluşan bariyer (Asheville, Kuzey Carolina yakınında 40 No'lu otoyolu) (izin: North Carolina Department of Transportation).

Prototip bariyerler üzerinde Colorado Department of Transportation tarafından yapılan kapsamlı deneyler, fabrik katmanlarında meydana gelen kesme yerdeğiştirmelerinin sınırlı miktarda olduğunu ve yüksek enerjili çarpmalara önemli hasar meydana gelmeden karşı koyabildiklerini göstermektedir (Barrett ve White, 1991). Ayrıca, Japonya'da Niijima Adası'nda 4 m yüksekliğindeki jeofabrik ve zeminden yapılma bariyerlerin 13 m^3'e kadar hacimlerdeki bloklara ve 5000 kJ kadar çarpma enerjisine karşı durabildikleri gözlenmiştir (Protec Engineering, 2002). 1,8 m genişliğindeki benzer bir jeofabrik bariyer de 950 kJ enerji ile çarpan kayaları durdurmuştur.



Şekil 12.23 Zemin ve jeofabrik ile değişik yüzeyli şekillerde inşa edilmiş kaya düşme bariyerleri: (a) Çarpma enerjisi kapasitesi 5000 kJ olan 4 m yüksekliğinde duvar (Protec, 2002); (b) çarpma enerjisi kapasitesi 900 kJ olan 2,5 m yüksekliğinde duvar (Barrett ve White, 1991).

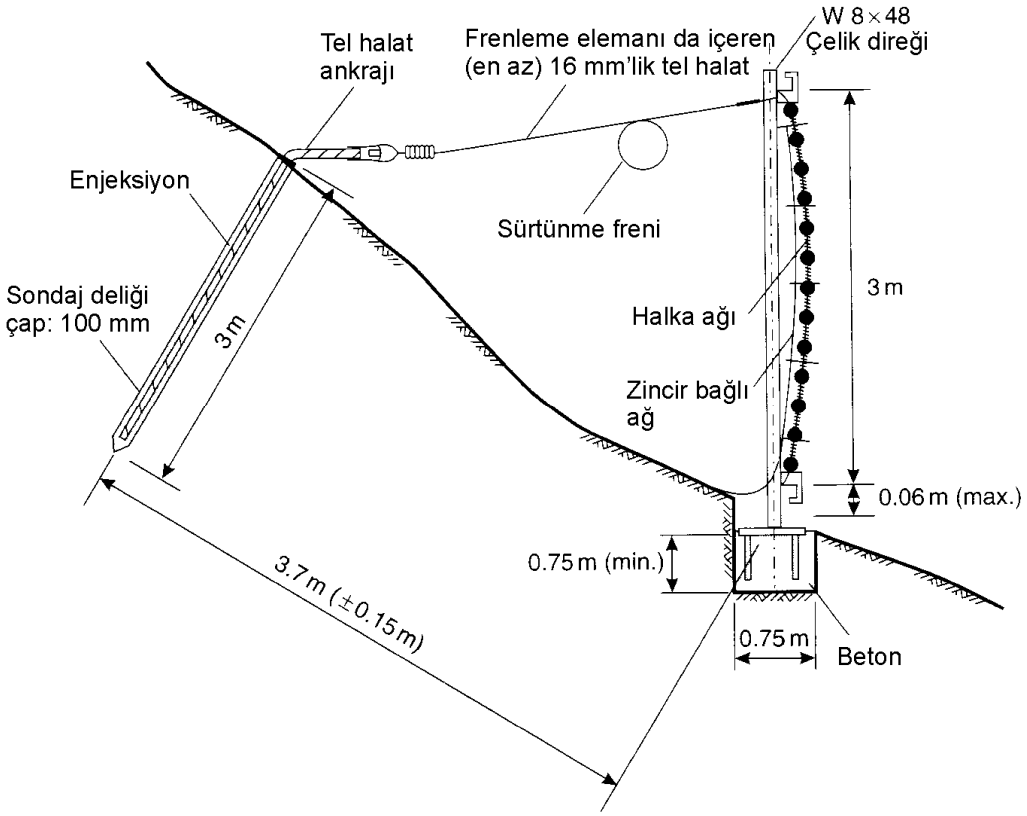
12.6.4 Kaya Tutma Çitleri ve Sönümleyiciler

1980'li yıllarda çok eğimli kaya yüzeylerinde, hendeklerde ve moloz kayma yollarında yerleştirilmeye uygun değişik çitler ve ağlar geliştirilmiş ve kapsamlı bir şekilde test edilmişlerdir (Smith ve Duffy, 1990; Barrett ve White, 1991; Duffy ve Haller, 1993). Ağlar ayrıca açık maden ocaklarındaki kaya düşmelerini kontrol etmede de kullanılmaktadır (Browner ve Kaletja, 2002). Belirli bir saha için uygun bir tasarım, topografyaya, beklenen çarpma yüklerine, zıplama yüksekliğine ve malzemelerin yerel olarak bulunabilirliğine bağlıdır. Bu tasarımların hepsinin ortak yönü, rijit bileşen içermeden inşa edilmiş olmalarından dolayı, kaya düşmelerinden gelen çarpma enerjilerine karşı durabilmeleridir. Bir kaya bir ağa çarptığı zaman, ağda deformasyon meydana gelir ve daha sonra çarpışmayı izleyen süre içinde ağın enerji soğurma bileşenleri devreye girer. Bu

deformasyon bu bileşenlerin yuvarlanan kayayı durdurma kapasitesini bir hayli arttırır ve inşaatta hafif, düşük maliyetli elemanların kullanımına olanak verir.

Tel-ip ağları: Pek çok imalatçı firma, enerji soğurma kapasitesi 40 ile 2000 kJ arasında değişen ağlar geliştirmişlerdir (Geobrugg Corporation ve Isofer Industries). Bu ağların bileşenleri, çimento ankrajlı temele bağlanan ve aralıkları yaklaşık 6 m olan bir dizi çelik I kirişi ile birlikte şeve bağlanan kablolardan oluşmaktadır. Bu kablolar üzerine sürtünme frenleri yerleştirmek suretiyle ilave esneklik sağlanabilir. Sürtünme frenleri, çarpma kuvvetlerini sönümlemeye yardımcı olmak üzere yüksek enerji olayları sırasında devreye giren, çelik borular içindeki tel döngüleridir (Şekil 2.24). Suyun moloz malzemesinden çabucak drene olması ve moloz hareketinin bu şekilde azalmasından dolayı, ağların ayrıca moloz akmalarını tutmada da etkili olduğu gözlenmiştir (California Polytechnical State University, 1996).

Ağ, 50 mm zincir bağlı ağ ile birlikte çelik telden örülme ip ağı veya birbirine geçmeli çelik halkalar içeren iki katmandan oluşur. Örgülü tel-ip ağları tipik olarak merkez aralıkları 100-200 olan köşegen patern oluşturan 8 mm çaplı tel urgandan yapılmaktadır. Tel urgan ve ağ boyutları, beklenen enerjiye ve blok boyutlarına göre değişir. Tel-ip ağlarının önemli bir özelliği, tel urganın kesişim yerlerindeki yüksek dayanımlı yuvarlak açılı bağlayıcılardır. Ağın kazıklara bağlanması, her bir kazığın tepesinde ve tavanındaki çengeller arasına gerdirilmiş urgana tel kıvrımları ile iliştirilme şeklindedir.



Şekil 12.24 Geobrugg kaya düşme çiti (TRB, 1996).

Tel örgülü ağa bir alternatif, her biri dört komşu halka ile kenetlenmiş 0,31 m çaplı halkalardan oluşan ağlardır. Halkalar 3 mm çaplı ve çekme dayanımı yüksek çelik telden yapılır. Herbir halkadaki tel sayısı ağın tasarım enerji kapasitesine göre 5 ile 19 arasında değişir.

Kaya düşmesi sönümleyicileri: Kaya düşmelerinin sağlam kaya ile çevrili dar dereler veya doğal kanallar içinde geliştiği yerlerde kaya düşmelerini yavaşlatan ve enerjisini soğuran değişik çitlerin yerleştirilmesi mümkündür (Andrew, 1992b). Bunlardaki genel inşaat yöntemi, her bir kaya yüzeyinde dereciğin önünü kesen ağın asılı olduğu tel urganı destekleyen bir ankraj yerleştirilmesi şeklindedir. Boyutları yaklaşık 200 mm'ye kadar olan kaya düşmeleri için, destek urganından kanal aşağı serilmiş zincirleme ağ kullanılabilir; daha büyük bloklar için tel-ip ağı ya da halka ağları kullanılabilir. Düşen kayalar ağ altında zıplama ve yuvarlanma sırasında giderek yavaşlar ve dururlar.

Çit sistemlerinin bakım şartları ve işçi güvenliği tasarımda dikkate alınmalıdır. Çarpmaların izin verilebilir tasarım enerjileri aralığında kalması durumunda, uygun bir şekilde tasarlanmış bir sistemde sık sık onarıma ihtiyaç duyulmaz. Ancak, hangi sistemde olursa olsun, biriken kayaların temizlenmesi gerekir. Jeofabrik duvarlar gibi sabit bariyerlerin temizlenmesi için, arkalarında tipik olarak belirli bir boşluk bulunması gerekir. Bunun aksine, örgülü tel ip ya da halka ağlarındaki modüler tasarımdan dolayı bu şart gerekli değildir. Bunlardaki temizleme işlemi, her bir paneli sırayla kaldırmak suretiyle ön taraftan yapılabilmektedir.

12.6.5 Perdeli Ağ

Bir kaya şevinin yüzeyine asılan tel ağ yüzeye yakın kaya düşmelerinin yol üzerine sıçramasını engellemede etkin bir yöntem olabilir (Ciarla, 1986). Düşen kayanın enerjisinin bir kısmı ağ tarafından soğurulduğu için, şev tabanındaki hendeğin boyutları Şekil 12.21'de görülene kıyasla önemli ölçüde azalır. Zincirleme bağlı ağlar yaklaşık 0,6-1 m'den küçük boyutlu kaya düşmelerini kontrol etmede uygun bir yöntem iken, yaklaşık 1,3 m'lik boyutlara kadar olan kaya düşmeleri için örgülü tel ipler veya halkalı ağlar daha uygundur. Ağın kendi ağırlığı altında yenilebildiği yüksek bir yamacı örtmek üzere yapılan uygulamalarda ağın tel halatlarla güçlendirilmesi mümkündür. Bloklar ağa çarptığı zaman momentumlarının küçük olabilmesi için, ağların üst kısımlarının tüm durumlarda kaya düşme kaynağına yakın yerleştirilmesi gerekir.

Ağ şevin tabanında veya yamaç üzerinde ara yerlerde ankrajlanmaz. Serbest şekilde asılı ağ, düşen kayaları biriktirme yerine kayaların kendi yolunu izleyerek hendeğe ulaşmasına olanak verir; bu tür birikmeler ağın yırtılmasına neden olabilir.

12.6.6 Uyarı Çitleri

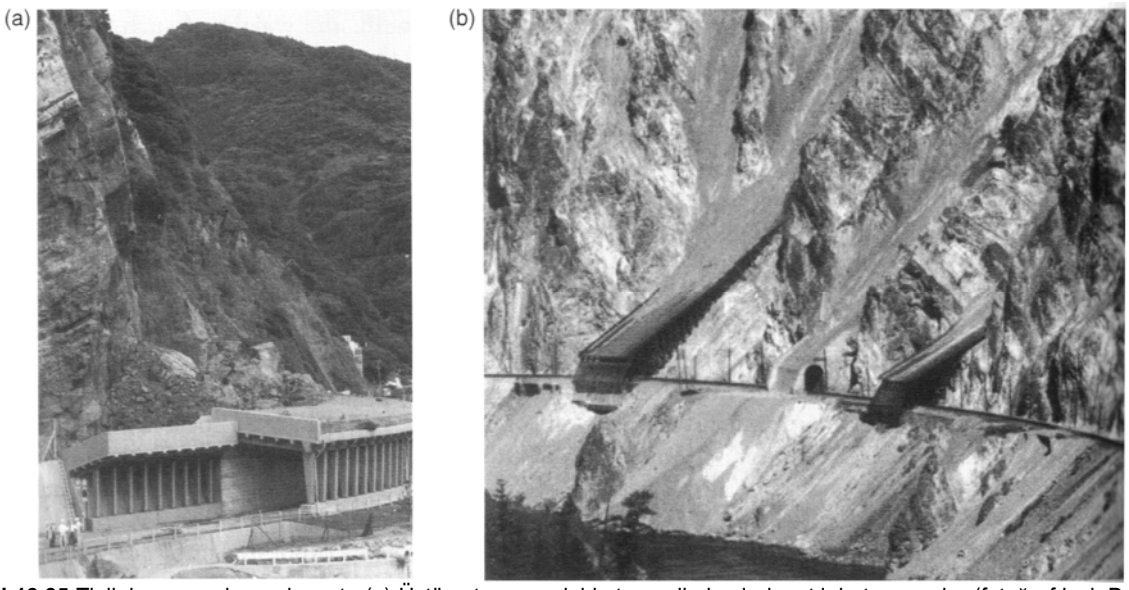
Demiryollarını ve bazan da karayollarını düşen kayalardan korumak amacıyla çoğu zaman düşen kaya ile tetiklenen çitler veya uyarı sinyalleri kullanılmaktadır. Uyarı çiti bir dizi kazık ile birlikte yaklaşık 0,5 m aralıklarla yerleştirilmiş bir sıra teli desteleyen konsollu kollardan oluşur. Bir sinyal sistemine bağlı olan bu tellerden biri koptuğu zaman, bu kaya şevinden trafiğin durması için yeterince uzaklıkta bulunan sinyal ışığı yanar. Trafik daha sonra kaya düşme noktasına doğru tedbirli bir şekilde ilerler. Uyarı sistemleri kaya düşme çitlerine de uyarlanabilir (Altbölüm 12.6.4). Bu şekilde, çitin enerji kapasitesini aşan büyük bir kaya düşmesi durumunda ikinci düzey bir koruma sağlanmış olur.

Uyarı çitlerinin ulaşım sistemlerinde en verimli olduğu yerler, trafiğin hattaki ara sıra kapanmaları karşılayabilecek kadar seyrek akışlı olduğu kesimlerdir. Ancak, uyarı çitlerini bir koruyucu önem olarak kullanmanın bazı dezavantajları vardır. Sinyal

ışıkları şevden yeteri kadar uzakta bulunmalıdır. Düşmeler, vasıtaların ışığı geçmesinden sonra meydana gelebilir. Ayrıca, küçük kaya ve buz düşmeleri da alarm sistemlerini harekete geçirebilir; bakım maliyetleri çok yüksek olabilir.

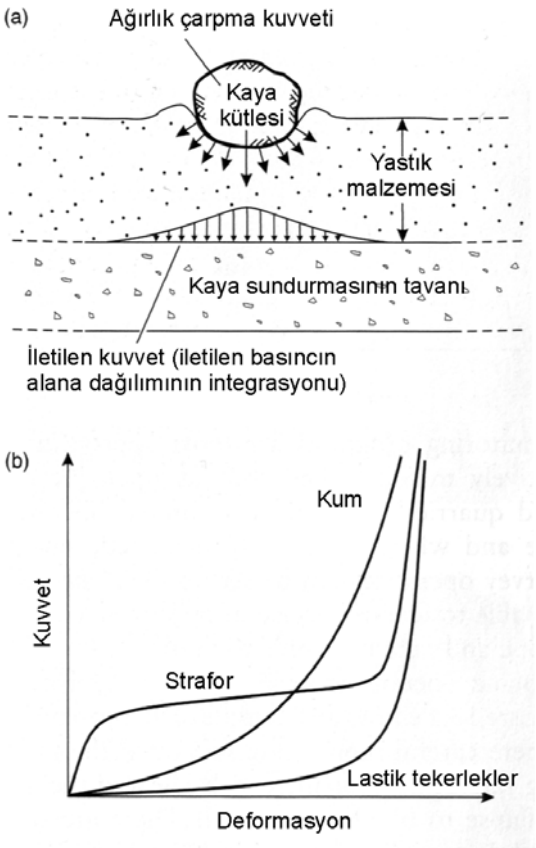
12.6.7 Kaya Sundurmaları ve Tüneller

Kaya düşme tehlikesinin çok yüksek ve yamaç stabilizasyon maliyetinin çok yüksek olduğu yerlerde bir kaya sundurması inşası ya da karayolunun tünel içine alınması için yeterli sebepler bulunabilir. Şekil 12.25'de düşen kayanın izlediği yola göre sundurmalar için iki alternatif konfigürasyon görülmektedir. Kaya düşme yollarının çok eğimli olduğu yerlerde sundurmanın tepesi hafif eğimli ve çakıl gibi bir enerji soğurucu katman ile kaplıdır [Şekil 12.25(a)]. Sundurmalar, tavan kenarında en kötü çarpma yüküne göre tasarlanmış, donatılı beton veya çelikten yapılırlar. Tasarımda ayrıca çoğu zaman dik şevlerin tepesine yerleştirilen dış kolonların temelinin çarpma yüklemesi altındaki duraylılığı da dikkate alınmalıdır. Şekil 12.25(b)'de yuvarlanan kayayı demiryolu üzerinden aşırmak için tasarlanmış, üst yüzeyleri eğimli üç sundurma görülmektedir. Bu sundurmalar doğrudan çarpmalara karşı koymadıklarından, Şekil 12.25(a)'dakine göre çok daha hafif inşaat usulüyle yapılmış olup, ayrıca tavanda da koruyucu bir katman bulunmamaktadır.



Şekil 12.25 Tipik kaya sundurma inşaatı: (a) Üstü yatay ve çakıl katmanı ile kaplı donatılı beton yapılar (fotoğraf izni: Dr. H. Yoshida, Kanazawa, Japonya); (b) kaya düşmelerini demiryolu üzerinden aşıran, üst yüzeyi eğimli, kereste veya donatılı betondan yapılma sundurmalar (White Canyon, Thompson River, British Columbia) (izin: Canadian National Railway).

Demiryollarını ve karayollarını korumak üzere onlarca kilometre uzunlukta sundurmaların inşa edildiği Japonya'da kaya sundurmalarının tasarımı üzerinde kapsamlı araştırmalar yapılmaktadır (Yoshida vd., 1991; Ishikawa, 1999). Bu araştırmaların çoğunda bloktaki hız azalması yanında ana yapısal bileşenlerde oluşan gerilme ve birim deformasyonları ölçmek üzere kapsamlı bir şekilde aletlendirilmiş prototip sundurmalar üzerine blokların düşürüldüğü tam ölçekli deneyler kullanılmıştır. Deneylerin yapılış amacı, çarpma enerjisini soğurma ve dağıtmada değişik yastık malzemelerinin etkinliğinin belirlenmesi ve yapının esnekliğinin hasar oluşmadan karşı konabilecek maksimum çarpma üzerine etkisinin değerlendirilmesidir.



Şekil 12.26 Yastık malzemelerinin özellikleri: (a) Yastık üzerinde kaya düşmesi etkisinden dolayı ağırlık çarpma kuvveti ve aktarılan çarpma kuvvetinin tanımı; (b) çakıl, strafor ve lastik tekerleklerde çarpma yükü için kuvvet ve deformasyon ilişkisi (Yoshida vd., 1991).

Sundurma tasarımının kritik bir özelliği, yastık malzemesinin ağırlığı ve enerji soğurma özellikleridir. İdealde bir yastık hem enerjiyi sıkışma yoluyla soğurmalı ve yapıya aktarılan enerji geniş bir alanda oluşacak şekilde nokta çarpma enerjisini dağıtmalıdır. Ayrıca, yerine daha sonra yenisi konulmayacak şekilde, yastık malzemesi çarpmadan sonra sağlam kalmalıdır. Malzemenin etkinliği, blok çarpmasından kaynaklanan "ağırlık çarpma kuvveti" ile yapı tarafından soğurulan "aktarılan kuvvet" arasındaki fark olarak ifade edilebilir [Şekil 12.26(a)]. Ucuz ve her yerde bulunabilir olmasından dolayı, en çok kullanılan yastık malzemesi çakıldır. Ancak, çakılın dezavantajı ağırlığı olup, çakıl ağırlığının kaya düşmesinden dolayı çarpma yükünü aşacak kadar olduğu bir katman kalınlığı söz konusudur. Bu amaç için lastik tekerlekler de kullanılsa da, bunların enerji soğurmasının düşük olmasının yanında fazlaca sıkışabilir oldukları gözlenmiştir. Çakıl için uygun bir alternatif, birim ağırlığı düşük olan ve yapının boyutlarında bazı tasarruflara olanak veren, etkin bir enerji soğurma malzemesi olan donatılı strafordur (Mamaghani vd., 1999). Çakıla kıyasla straforun dezavantajı maliyeti olup, kullanımının ekonomiklik derecesi dikkatlice incelenmelidir. Şekil 12.26(b)'de çakıl, strafor ve lastik tekerlekler için tipik kuvvet-deformasyon özellikleri verilmiştir (Yoshida, 2000).

Kaya sundurma inşasının ya da şevi diğer yöntemlerle stabilize etmenin pratik olmadığı yerlerde tehlike zonunun etrafını dolaşmak için bir tünel inşa etmek gerekebilir. Meselâ, British Columbia'daki bir demiryolu, 400 m derinlikteki bir göl ile yukarıda sarp ve duraysız bir kaya uçurumu arasındaki dar bir palye üzerine inşa edilmiş raylardan kaçınmak için, 1200 m uzunluğundaki bir tünel içine alınmıştır. Majör kaya düşmeleri tren işletmeleri için tehlikeler oluşturmuş; iki hafta kadar süren demiryolu kapanmalarına neden olmuştur (Leighton, 1990).

Bölüm 13

Hareket İzleme

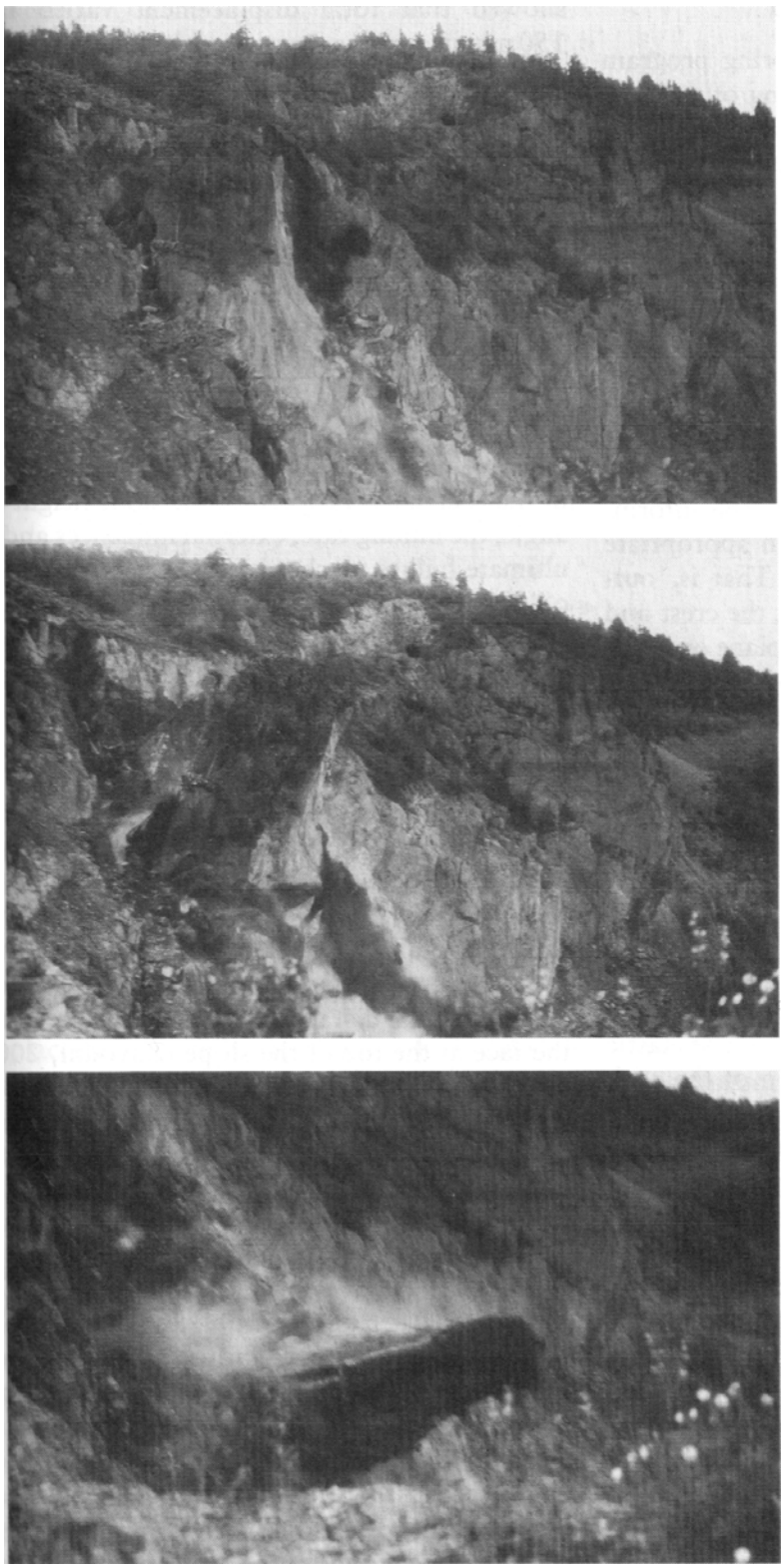
13.1 Giriş

Pek çok kaya şevi hizmet süreleri boyunca değişen derecelerde hareket eder. Bu tür hareketler şevin yarı duraylı olduğuna işaret etmekle birlikte, yenilme olmadan bu koşul yıllarca, hatta asırlarca devam edebilir. Ancak, bazı durumlarda başlangıçtaki küçük bir yamaç hareketi daha sonra hızlanan ve göçme ile sonuçlanan bir olayın habercisi olabilir. Yamaç davranışının önceden kestirilemeyişinden dolayı, hareket izleme programları şev tehlikelerini ele almada değerli olabilir; iyileştirme işlerinin tasarımı için faydalı bilgiler sağlarlar.

Şev hareketlerinin en yaygın olduğu yerler açık maden ocakları olup, çok sayıda madendeki işletmecilik, kötüleşen duraylılık hareketlerini önceden haber vermek üzere hareket halindeki şevlerin dikkatlice izlenmesi sayesinde güvenli bir şekilde yıllarca devam etmektedir. Uzun dönemli hareketlere maruz kalan diğer yamaçlar heyelanlar olup, hareketlerin onlarca metre birikecek şekilde yüzyıllarca devam ettiği krip gösterebilirler. Bu tür bir hareket yaklaşık olarak tekdüze bir krip hızı gösterebilir. Depremler, alışılmamış derecede yüksek yağış dönemleri ve diğer beşerî faaliyetler gibi olaylardan kaynaklanan daha hızlı ve kısa süreli hareketler de bu hız içine dahil olmuş olabilir. Şev duraylılığı açısından zararlı olabilecek beşerî faaliyetler, tabanda kazı yapılması ve barajı doldurma veya sulama gibi yeraltı suyu koşullarının değiştirilmesini kapsar.

Bu bölümde kaya şevlerinin hareketlerini izlemede yaygın olarak kullanılan yöntemler ile birlikte bunların sonuçlarının yorumlanması üzerinde durulmuştur. İzleme programları için en uygun yerlerin, işletme ömrü sınırlı olan ve dikkatlice idare edilen devamlı bir ölçüm düzeninin kurulabileceği açık maden ve taş ocakları gibi aktif olarak işletilen şevler olduğu düşünülmektedir. Ölçümler sayesinde şev hareketinin hızlandığı durumlar tespit edilebilir; işletme faaliyetlerini aktif kaymadan uzak tutmak suretiyle riski asgariye indirmek için önlemler alınır. Şekil 13.1'de dikkatli bir izleme programı ile tespit edilen hareket artış hızına bir örnek verilmiştir. Bu izleme programı sayesinde gerçek göçme olayı görüntülenebilmiştir. Hareket eden şevin aşağısında işletmeciliğin aylarca devam ettiği açık ocak madenlerinde şev izleme ile ilgili olarak iyi belgelenmiş birkaç örnek bulunmaktadır. Bu örneklerdeki hareket hızı sonuçta kısa sürede artmış olup, duraylılık koşullarının giderek kötüleştiği anlaşıldığından, işletme faaliyetleri şev yenilmesinden kısa bir süre önce durdurulmuştur (Kennedy ve Neimeyer, 1970; Brawner vd., 1975; Wyllie ve Munn, 1979; Broadbent and Zavodni, 1982).

İzleme işlemi ayrıca baraj gölleri, ulaşım hatları ve yerleşim alanları gibi tesisleri tehdit eden büyük heyelanlar için de uygun olabilir. Bu tür programların zayıf tarafları, uzun süre boyunca izleme yapılmasının gerekli olabilmesi ve maliyeti yüksek olan ileri düzey ölçümler ve telemetri gerektirebilmesidir. Ayrıca, sahanın boşaltılmasına gerek olduğunu açıkça gösteren, giderek kötüleşen duraylılık koşullarını tespit etmek zor olabilir. Can ve mal için önemli riskin bulunduğu durumlarda, iyileştirmenin uzun dönem izlemeye tercih edilmesi düşünülür.



Şekil 13.1 Açık maden ocağında şev yenilmesinin fotoğrafı; yenilme, şev izlemesinden hareketle tahmin edilmiştir: (a) Göçmeden önce 22,9 m'lik hareket; (b) ve (c): en üstteki fotoğraf çekildikten birkaç saniye sonra devrilen blok (fotoğraf: P. F. Stacey; Brawney vd., 1975).

13.2 Şev Hareketi Çeşitleri

Bir hareket izleme programı oluşturmada, halihazırda devam eden hareket tipinin anlaşılmasında yarar vardır. Bu bilgi saha için uygun aletlendirmeyi seçmede ve sonuçların yorumlanmasında yararlı olacaktır. Meselâ, şevin devrilme yenilmesine maruz kalması halinde tepe kısmında yapılan çatlak genişliği izlemeleri, yatay hareketin doğrudan ölçülmesini sağlar. Bir kıyaslama yapmak açısından, bir inklinometre yerleştirilmesi durumunda, enstrümanın hareket zonunun altına kadar indiği bilinemeyebilir; bu da hatalı okumalara yol açar. Ayrıca, hareketin çeşidi yenilme mekanizması ile ilgili olup, bu bilgi uygun bir duraylılık analiz yönteminin kullanıldığını teyit etmede kullanılabilir. Başka bir ifadeyle, Tepe kısmında dışarı ve aşağı doğru hareket ile topuktaki kabarma düzlemsel veya dairesel bir yenilmeye işaret ederken, sadece tepe kısmındaki bir yatay hareket daha çok devrilme yenilmesine işaret eder.

Aşağıda şev hareket çeşitlerinin yaygın olarak karşılaşılan çeşitleri ve bunların şev duraylılığı açısından taşıdıkları anlam üzerinde durulmuştur.

13.2.1 Başlangıç Tepkisi

Bir şev ilk kez kazıldığı veya ortaya çıktığı zaman, kazıdan dolayı oluşan gerilme değişimlerinin neden olduğu elastik sekme, rahatlama ve/veya kaya kütlesinin hacimsel genişlemesinin bir sonucu olarak bir başlangıç tepki dönemi söz konusudur (Zavodni, 2000). Bu başlangıç tepkisi daha çok kazı hızının nispeten çabuk olduğu açık maden ocaklarında yaygındır. Bir karşılaştırma yapmak açısından, buzul çekilmesiyle yamaçların açığa çıkması ve topukta akarsu aşındırmasıyla yamaç eğiminin artması onlarca/yüzlerce yıl gibi zaman aralıklarında gelişebilir. Ancak, bu yamaçlarda biriken birim deformasyon hayli yüksek olabilir. Elastik sekme birim deformasyonu, tanımlanabilir bir kayma yüzeyi gelişmeksizin oluşur ve muhtemelen mevcut süreksizliklerin hacimsel genişlemesi ve makaslanmasının bir sonucudur.

Martin (1993) üç açık ocak madeninde başlangıç tepkisi ölçümleri yapmıştır. Güney Afrika'daki Palabora madeninde sağlam ve masif kaya kütlesindeki toplam yerdeğiştirme 150 mm civarında iken, Nevada'daki Goldstrike Madeni'nde 500 mm'den fazla olduğu belirtilmiştir. Başlangıç tepkisi dönemindeki hareket hızları zamanla azalmış ve sonunda bir hareket belirtisi kalmamıştır. Palabora'da gerçekleştirilen izleme çalışmalarına dayalı olarak, hareket hızı (V, mm/gün) ile zaman (t, gün) arasında aşağıdaki ilişki elde edilmiştir:

$$V = A\, e^{-bt} \tag{13.1}$$

Bağıntıdaki A ve a; kaya kütlesinin, şev yüksekliği ve açısının, maden işletme hızının, dış etkilerin ve nihai yenilme mekanizmasının bir fonksiyonudurlar. A'nın raporlarda belirtilen değeri 0,113 ile 2,449 arasında; b'ninki de 0,0004 ile 0,00294 arasında değişmektedir.

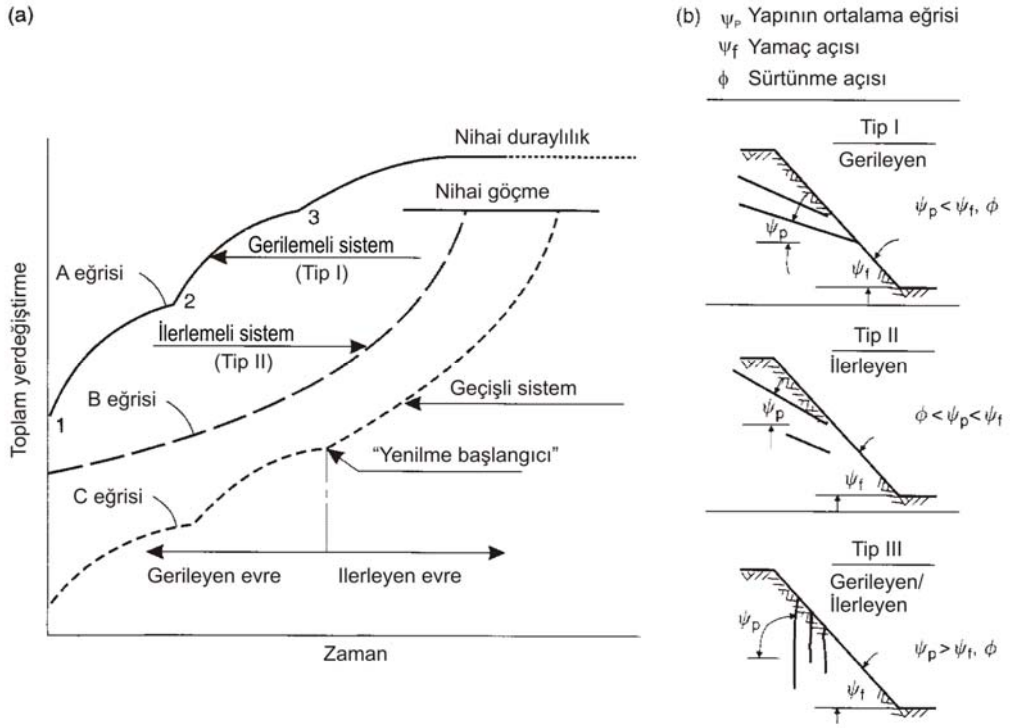
(13.1) eşitliğinde verilen kritik özellik, hareket hızının zamanla azalması olup, şevin yenilme riski taşımadığını gösterir.

Başlangıç tepkisi türündeki hareketin bir diğer özelliği de çok büyük hacimli kayada oluşabilmesidir. Meselâ, 150 m derinliğindeki Berkeley Ocağı'nda şev açısının 45^0'den 60^0'ye çıkarılması sırasında iki galeride yapılan ölçümler, şev topuğunun arkasında 120 m'ye kadar mesafelerde sekme meydana geldiğini göstermiştir (Zavodni, 2000). Bu sekme ve rahatlama mekanizması, bu tür davranışın benzer ocaklarda kestirilmesi amacıyla FLAC ve UDEC programları (Itasca Group, MN) kullanılarak modellenmiştir.

13.2.2 Gerilemeli ve İlerlemeli Hareket

Bir başlangıç tepkisi dönemini ve sonra olası bir duraylılığı takiben, şev "yenilmesi" şev tepesinde veya yakınında çekme çatlaklarının varlığı ile anlaşılır. Bu tür çatlakların gelişmesi, şev hareketinin kaya kütlesinin elastik sınırını aştığının bir işaretidir. Bununla birlikte, bir

izleme programının devreye sokulmasıyla, maden işletmesinin bu koşullar altında güvenle devam edebilmesi mümkündür. Sonuçta bir "operasyonel şev yenilmesi" gelişebilir; bu durum, yerdeğiştirme hızının kayma malzemesinin güvenle kazılabilme hızını aştığı durum olarak ifade edilebilir (Call, 1982).



Şekil 13.2 Şev hareketi çeşitleri: (a) Tipik gerilemeli ve ilerlemeli yerdeğiştirme eğrileri; (b) şev hareketi çeşitlerine karşılık gelen yapısal jeoloji koşulları (Broadbent ve Zavodni, 1982).

Kaya kütlesinin plastik birim deformasyonunu veya işletimsel yenilmeyi teşhis etmenin bir yolu, gerilemeli ve ilerlemeli zaman-yerdeğiştirme eğrilerinin ayırt edilmesidir (Şekil 13.2). Gerilemeli yenilme (A eğrisi), patlatma veya su basıncı gibi şevi örseleyici faktörlerin ortadan kalkması halinde, kısa dönem yavaşlamalı yerdeğiştirmesi çevrimleri gösteren yenilmedir. Bunun aksine, ilerlemeli yenilme (B eğrisi) iyileştirme önlemleri alınmadığı sürece, artış miktarı çoğu zaman yenilmeye doğru cebirsel olacak biçimde, giderek artan yerdeğiştirme gösteren yenilmedir. Eğrilerin doğru şekilde yorumlanması, şev yenilme mekanizmasını anlama ve şevin gelecekteki performansını kestirme açısından önemlidir.

Şekil 13.2'de ayrıca bu tür zaman-yerdeğiştirme eğrileri ile sıkça ilişkili jeolojik koşullar da verilmiştir. Eğimi şev ile aynı yönde ve şev yüzünü kesen süreksizliklerin bulunduğu yerlerde (Tip I) hareketi başlatmak için genellikle patlatma veya su basıncı gibi bir dış etmene gerek vardır. Hareketin başlangıcı, emniyet katsayısının 1,0'in altına henüz düştüğüne işaret etmekle birlikte, dış faktörün azalması halinde emniyet katsayısı artar ve hareket hızı azalmaya başlar. Hareket sebebinin su basıncı olduğu durumlarda çekme çatlaklarının açılması ve kaya kütlesinin hacimsel genişlemesi geçici olarak su basınçlarını azaltabilse de, basınçlar giderek artarken diğer bir hareket çevrimi başlayabilir. Gerilemeli hareket ile ilişkili başka bir durum da yapışık kayma davranışıdır. Bu davranış şekli, kaya yüzeyleri üzerindeki statik ve dinamik sürtünme katsayıları arasındaki fark ile ilişkilidir (Jaeger ve Cook, 1976).

Gerilemeli harekete maruz kalan şevlerin altında işletmeye devam edilebilse de, madencilik faaliyetinin sık sık geri çekilmelerle birlikte, kısa süreli olması ve hareketin ilerlemeli tipe geçişini teşhis etme konusunda dikkatle davranılması gerekir (Zavodni, 2000). Şekil 13.2'de görüldüğü gibi, ilerlemeli yenilme ile ilişkili olabilen jeolojik koşullar, eğimi şev ile aynı yönde olan ve şev yüzünü sürtünme açısından daha büyük bir açıyla kesen süreksizliklerdir (Tip II). Ayrıca, kesme dayanımının yerdeğiştirme ile giderek azaldığı bir kayma yüzeyi ilerlemeli yenilmeye maruz kalabilir. Bir yenilmenin ilerlemeli aşaması, zaman ile saha koşulları arasında herhangi bir ilişki olmaksızın 4 ile 45 gün arasında değişmektedir (Zavodni ve Broadbent, 1980). Ancak, daya iyi tanımlanmış bir kayma yüzeyinin olduğu yerlerde daha hızlı bir kaymanın olması beklenir.

Şekil 13.2'de C eğrisi ile gösterildiği gibi, gerilemeli bir yenilme ilerlemeli yenilmeye dönüşebilir ve süratle göçmeye doğru gidebilir. Davranıştaki bu değişimin sebebi, madencilik faaliyetinin bir kayma yüzeyini şev yüzünde açığa çıkarması, şev topuğunda kaya kırılması, su basıncında artış veya şevin toparlanması ötesinde bir hızlanmaya neden olan devamlı madencilik olarak gösterilebilir. İlerlemeli yenilmenin başlangıcının teşhis edilmesi oldukça önemlidir; bunun için dikkatli bir izleme programı ile birlikte sonuçların dikkatlice analiz edilmesi gerekir.

13.2.3 Uzun Dönem Kripi

Hızlı kazının aksine, açık maden ocaklarında ve dağ yamaçlarındaki meydana gelen büyük ölçekli ve nispeten hızlı sayılabilecek hareketler yüzlerce yıl boyunca krip şeklinde devam edebilir. Uzun dönem kripi, devrilme yenilmesi durumunda (Şekil 13.2, Tip III) ya da (sözgelimi) buzul çekilmesi ya da topukta akarsu aşındırmasını takiben şev geometrisindeki değişimin çok düşük olduğu yerlerde oluşabilir. Bu tür uzun dönem hareketlerinin diğer nedenleri, her biri yerdeğiştirmeye neden olan tarihsel depremler ile yüksek yağış dönemlerine ve şevde artan su basınçlarına yol açan iklimsel değişimler olarak gösterilebilir. British Columbia'da tabanda baraj gölü yükseliminden önce meydana gelen ve onlarca metreyi bulan yamaç aşağı kripe maruz kalan Downie ve Dutchman's Ridge Kaymalarının ikisi de uzun dönemli kripe örnek teşkil ederler (Moore vd., 1997).

Yazarlar batı Kuzey Amerika'da yamaç tepesinde bir dizi çekme çatlağının onlarca metre harekete işaret ettiği birkaç düzine heyelan incelemesi yapmışlardır. Kaya yüzeyleri bozuştuğundan ve çatlaklarda da örselenmemiş zemin ve bitki bulunduğundan, bu durumların çoğunda yakın geçmişte bir hareketin olmadığı gözlenmiştir. Çok yavaş bir kripin devam ediyor olması mümkün olmakla birlikte, bu kripin gerçekten de meydana geldiğini belirlemeye yönelik bir uzun dönem izleme programı yoktur. Alaksa'daki bir durumda, yerel bir müzedeki fotoğrafların karşılaştırmasından, yamaç görüntüsünde 120 yıllık süre içinde bir değişim olmadığı anlaşılmıştır. Bu gözlemlere dayalı olarak, çekme çatlaklarının bulunmasının ille de kısa bir süre içinde göçmeye işaret etmediği sonucu ortaya çıkmaktadır. Ancak, zemin örselenmesi ya da kaya bloğu hareketi gibi yakın geçmişe ait hareket belirtileri bulunması veya (sözgelimi) şev üzerine etkiyen kuvvetlerde topuktaki kazıdan dolayı bir değişme olması halinde, tehlike önemli olabilir.

13.3 Yüzey İzleme Yöntemleri

Bu altbölümde şev hareketini yüzeyden ölçmede yaygın olarak kullanılan yöntemler üzerinde durulmuştur. Bir kaymanın yüzeyinin izlenmesi, aletlerin yerleştirilmesi için sondajla delik açılmasını gerektiren, kurulması ve bakımı zor olan yeraltı alet ölçümlerine kıyasla genellikle daha ekonomiktir. Ancak, yüzey ölçümleri sadece yüzey hareketinin şev hareketinin tamamını doğru bir şekilde temsil ettiği yerlerde kullanılabilir. Meselâ, yüzeydeki gevşek kayaların ana kayma hareketinden bağımsız olarak devrildiği ve döndüğü yerlerde

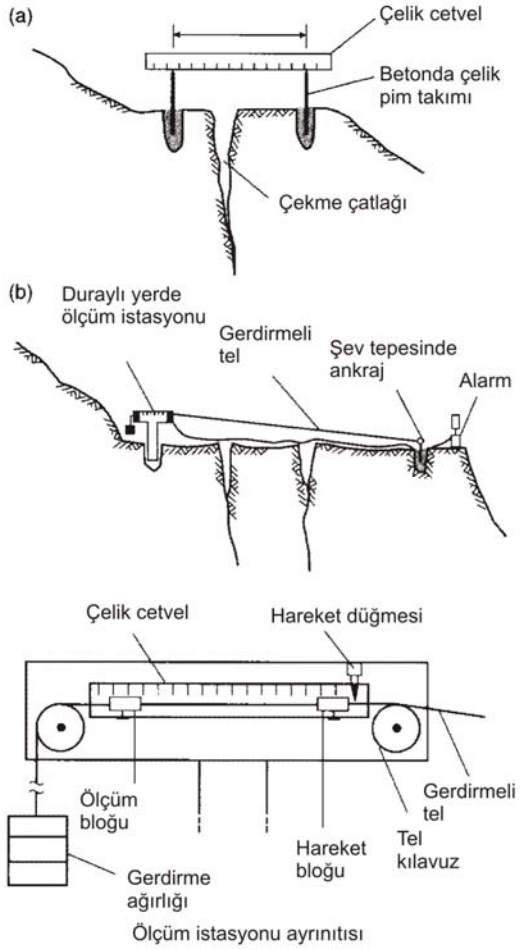
yüzey ölçümlerinin yapılması uygun değildir. İzleme sistemlerinin seçilmesinde dikkate alınması gerekli diğer faktörler, aletlerin yerleştirilmesi için gerekli zaman, hareket hızı ve sahaya güvenli giriştir.

İzleme ekipmanı için seçenekler, veri kaydedicilerde önceden tayin edilmiş aralıklarda ölçümlerin otomatik olarak derlenmesini ve analiz ile grafik için bu sonuçların bir başka yere telemetrik olarak aktarılmasını içerir. Bu sistemlerde ayrıca önceden belirlenmiş eşik değerlerinin aşılması halinde tetiklenen alarm üniteleri de devreye sokulabilir (Baker, 1991). Böyle bir otomatik sistemin önemli bir özelliği, kurma ve özellikle de bakım maliyetidir. Bu maliyetler genellikle tehlikenin yüksek olduğu yerlerde ve uzun dönem iyileştirmesinin icra edildiği yerlerdeki geçici durumlar için bu ekipmanların kullanılmasını kısıtlamaktadır.

13.3.1 Yarık Genişliğini İzleme Sistemleri

Çekme çatlakları şev/yamaç hareketinin neredeyse vazgeçilmez bir özelliği olduğundan, çatlak genişliği ölçümleri hareket izleme için çoğu zaman güvenilir ve ekonomik bir yoldur. Şekil 13.3'de çatlak genişliğini ölçen iki yöntem verilmiştir. En basit prosedür, çatlağın her bir tarafına birer pim yerleştirilmesi ve bunlar arasındaki mesafenin bir şeritmetre ile ölçülmesidir [Şekil 13.3(a)]. Çatlağın her bir tarafında iki pim bulunması halinde, enine hareketi kontrol etmek için köşegen mesafesi ölçülebilir. Pimler arasındaki maksimum pratik mesafe yaklaşık 2 m civarındadır.

Şekil 13.3(b)'de yaklaşık 20 m kadar bir mesafe içinde bir dizi çatlağın toplam hareketini ölçmede kullanılabilen bir tel ekstansometresi görülmektedir. Ölçüm istasyonu çatlaklar dışında duraylı bir yerdedir. Kablo şev tepesindeki bir pime kadar uzanır ve bir ağırlık ile gerdirilir. Hareket miktarı, kablo üzerine sarılmış bir çelik bloğun konumu vasıtasıyla ölçülür. Hareketin çelik cetvelin uzunluğunu aşması durumunda, denge ağırlığının yerini değiştirmek suretiyle kablo uzatılır; çelik blok cetvelin soluna kaydırılarak yeniden kurulur. Tel ekstansometresi ayrıca bir uyarı sistemi de içerebilir. Bunun için, kablo üzerine okuma iğnesinden seçilmiş bir uzaklığa yerleştirilmiş ikinci bir çelik blok kullanılır. Hareketin bu önceden belirlenmiş sınır değeri aşması halinde, alarm tetikleme sistemi harekete geçer. Hareket devam ederken ön bloğun yerinin tekrar ayarlanması gerekir; okuma iğnesinden uzaklık, hareket hızına göre belirlenir. Alarm sisteminin (operatörlerin izleme sistemine olan güvenini kaybetmesi ile sonuçlanan sahte uyarılar vermemek kaydıyla) kötüleşen duraylılık koşullarına dair bir uyarı verebilmesi için, okuma iğnesinden uygun bir uzaklığın seçimi önemlidir.



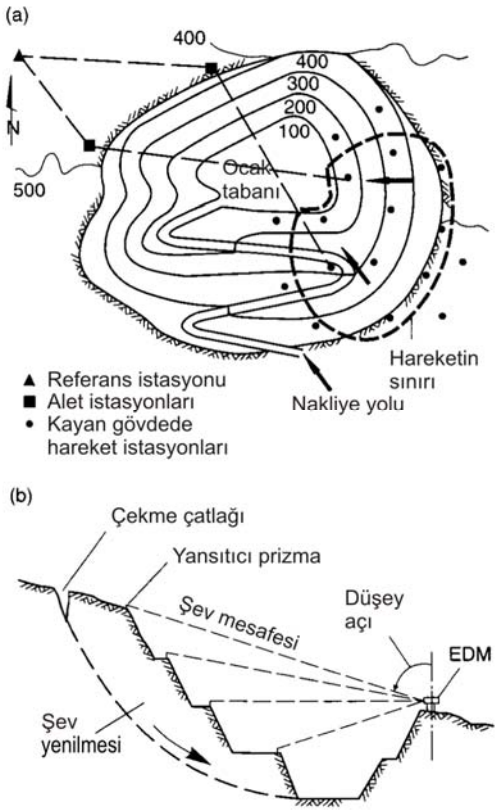
Şekil 11.3 Çekme çatlağı genişliğinin ölçülmesi: (a) Çelik pimler arasındaki mesafenin ölçümü; (b) aşırı hareketi haber veren okuma iğnesi ile birlikte tel ekstansometrsi (Wyllie ve Munn, 1979).

Çatlak genişliği ölçümündeki başlıca kısıtlamalar, şev yukarısındaki pimin veya referans noktasının duraylı yerde kurulmasının şart olması ve ölçümleri yapmak için tayfanın şev tepesine çıkmasının gerekli oluşudur. Şev hareketinin hızlı olduğu yerlerde bu çalışma tehlikeli olabilir. Mesafe okumalarını ve ölçümlerin kaydedilmesini otomatik olarak yapmak için, titreşen telli birim deformasyon komparatörleri ve veri kaydediciler kullanmak suretiyle bu sınırlamaların üstesinden gelinebilir.

13.3.2 Topoğrafik Ölçümler

Şeve girişin tehlikeli olduğu ve/veya sıkça ve hassas ölçümler yapmak suretiyle sonuçların çabucak analiz edilmesinin gerektiği yerlerdeki büyük kaymalarda en uygun izleme yöntemi, EDM (elektronik mesafe ölçümü) ekipmanı ile ölçüm yapılmasıdır (Vamosi ve Berube, 1987; ACG, 1998). Bir topoğrafik ölçüm sisteminin genellikle üç bileşeni bulunur (Şekil 13.4). Birincisi, kaymaya yakın ve alet istasyondan görülebilecek şekilde, duraylı yerde bir veya daha fazla referans noktası gereklidir. İkincisi, kaymanın görülebildiği duraylı bir zemin üzerinde birkaç alet istasyonunun kurulmasıdır. Hareket istasyonlarının koordinat konumlarının ölçülmesi gerekli ise, alet istasyonlarının yaklaşık eşkenar bir üçgen oluşturacak şekilde konuşlandırılması gerekir. Üçüncüsü, kayma üzerinde ve hemen dışında alet istasyonlarına göre izafî istasyonların kurulmasıdır. Mesafe okumaları gerçek kayma hareketini olabildiğince temsil edecek şekilde, ölçüm yönünün hareketin olası yönünde seçilmesi tercih edilir. Meselâ, Şekil 13.4(a)'da kaymada kuzey kesimindeki noktaların 1 No'lu alet istasyonundan, güney taraftaki noktaların ise 2 No'lu alet istasyonundan okunması tercih edilir. Kayma üzerindeki istasyonlar, görüş mesafesine ve arzu edilen hassasiyet derecesine bağlı olarak ağır ekipmanlarda kullanılan yansıtıcılar veya topoğrafik ölçüm prizmaları olabilir.

Şekil 13.4'de görülen topoğrafik ölçüm düzenlemesi herhangi bir okuma sıklığı veya hassasiyet derecesi için kullanılabilir. Örnek olarak, yavaş hareket eden kaymalardaki okumalar birkaç hafta veya birkaç ayda yapılabilirken, aktif bir madenilik faaliyetinin yukarısındaki hızlı bir kaymada otomatik bir okuma sistemi kurulmak suretiyle daha önceden belirlenen aralıklarla seri okumalar yapılabilir ve elde edilen sonuçlar kaydedilerek grafiğe aktarılabilir. Ayrıca, sadece mesafe ölçmek suretiyle duraylılık koşulları çabucak kontrol edilebilir ve daha sonra her bir istasyonun koordinatlarını daha uzun süreli aralıklarla belirlemede üçgenleme ölçümü yapılabilir. Şekil 13.4(b)'de düşey açı ve şev mesafesi ölçümünün, yenilme mekanizmasının belirlenmesinde önemli olan düşey yerdeğiştirmenin hesaplanmasına olanak vermesi görülmektedir (bkz. Altbölüm 13.5).



Şekil 13.4 Şev hareketini uzaktan ölçme sistemi: (a) Referans, alet ve izleme istasyonlarının tipik düzenlemesi; (b) düşey yerdeğiştirmeyi belirlemek üzere düşey açı ve mesafenin ölçülmesi (Wyllie ve Munn, 1979).

13.3.3 Lazer Görüntülemesi

Bir kayma kütlesi üzerindeki bireysel istasyonların izlenmesi konusunda bir gelişme, yüzeyin tamamının hassas bir şekilde üç boyutlu haritalamasını içeren lazer görüntülemesidir (Spacial Data Services, 2002). Sistem, lazerin şev üzerine gönderilmesini, taranacak alanın ve tarama yoğunluğunun seçilmesini kapsar ve lazer daha sonra seçilen alanı kapsayacak şekilde yakın aralıklı ve çok sayıda taramayı otomatik olarak yapar. Elde edilen sonuç, kontur haritası üretmek üzere işlenebilecek, yoğun, doğru ve üç boyutlu bir noktalar bulutudur. Zaman ilerledikçe aynı referans noktasına göre bir dizi bu haritalardan elde etmek suretiyle, yüzeyin konumu her bir taramada karşılaştırılabilir; hareketin yeri ve büyüklüğü ölçülebilir.

13.3.4 Tiltmetreler

Bir morfolojik yapıdaki eğilme (tilt) miktarının bir tiltmetre yardımıyla yaklaşık 10 yay-saniye çözünürlükle ölçülmesi mümkündür. Bu ölçümler, üzerinde tiltmetrenin hassas bir şekilde monte edildiği bir levhanın kaya yüzeyine ankrajlanmasını veya yapıştırılmasını içerir. Alet, okumalar herhangi bir zamanda yapılabilecek şekilde kalıcı olarak yüzeye yerleştirilebilir veya sadece okumalar yapılacağı zaman sabit levha üzerine kurulabilir.

Tiltmetrenin avantajları, eğilmenin hızlı ve hassas bir şekilde ölçülebilmesi ve bunlardan da hareket miktarının hesaplanabilmesidir. Dezavantajlar ise, aletin pahalı olması ve hareketi şevin hareketini temsil eden küçük bir kaya yüzeyinin bulunabilme güçlüğüdür. Tiltmetrelerin başlıca uygulama alanının kaya şevlerden daha çok barajlar ve istinat yapıları gibi yapılar olduğu düşünülmektedir.

13.3.5 Küresel Konumlama Sistemi

Kaymanın geniş bir alanı kapladığı ve çok fazla hassasiyetin gerekli olmadığı yerlerde şev hareketini izlemede küresel konumlama sistemi (GPS) uygun bir yöntem olabilir. Kayma üzerinde istasyonlar kurulabilir; bu istasyonların koordinatları GPS ile istenen zaman aralıklarında ölçülebilir. Kayma alanı dışındaki duraylı bir yerde bir ana istasyon kurmak ve konumunu da hassas bir şekilde belirlemek suretiyle daha büyük doğruluk derecesinde sonuçlar elde edilebilir. Buna göre, kayma üzerindeki GPS okumaları ana istasyonun koordinatlarına uyarlanır (diferansiyel GPS).

GPS ile izlemenin avantajları, maliyetin düşük ve kurulmasının kolay olmasıdır. Dezavantajları ise, sivil amaçlı kullanımlarda aletin hassasiyet derecesinin düşük olmasıdır. Ayrıca, dağlık arazide okuma almaya yeterli sayıda uydu ile temas sağlanamayabilir.

13.3.6 Sentetik Açıklıklı Radar

Geniş alanları kaplayan hareketin hassas bir şekilde incelenmesinde kullanılan bir yöntem, radar uydusu ile uzaktan algılama tekniğidir. Girişim-ölçer Sentetik Açıklıklı Radar (SAR) olarak adlandırılan bu teknik ile yer yüzeyinin radar görüntüsü alınır ve farklı zamanlarda elde edilen görüntülerin karşılaştırılmasıyla göreceli yer hareketi elde edilir. Bu tekniğin önemli özellikleri, görüntünün 2500 km^2 kadar geniş alanları kaplayabilmesi, göreceli hareketlerin 5-25 mm aralığında yapılabilmesi ve ölçümlerin bulut örtüsü gibi hava koşullarından ve gün ışığından bağımsız olmasıdır (www.terrainsar.com, 2002).

Sıralanan bu özellikler, yerde referans noktaları kurmaya gerek kalmaksızın, geniş alanların uzun süreli hareketini hassas olarak incelemede SAR'ın ideal olduğunu göstermektedir. Ancak, tekniğin bazı sınırlamaları söz konusudur. Birincisi, sahaya ait ölçüm sıklığının uydu yörüngeleri arasındaki süreye bağlı olmasıdır; bugün (2003) itibariyle bu süre 24-35 gündür. Bir diğeri ise, veri işlenmesinin ilaveten 35-40 günlük bir süre gerektirmesidir. Ayrıca, hareket en hassas olarak düşey yönde ölçülmektedir.

13.4 Yeraltı İzleme Yöntemleri

Şev davranışının daha kapsamlı bir resmini çıkarmak açısından, şev hareketinin

yeraltında ölçümü bir izleme programının faydalı bir bileşenini oluşturur. Yüzey ölçümü yapmanın pratik olmadığı yerlerde geriye sadece yeraltı ölçüm yöntemleri kalmaktadır. Bu ölçümlerin esas amacı kayma yüzey(ler)inin yerini belirlemek ve hareket hızını izlemektir; bazı durumlarda sondaj kuyuları hem hareketi hem de su basıncını izlemede kullanılmaktadır.

13.4.1 Kuyu Probları

En basit yeraltı izleme yöntemlerinden biri, bir ip ucuna bağlanmış yaklaşık 2 m uzunlukta bir donatı çeliğinin sondaj kuyusu içine sarkıtılmasıdır. Kuyun bir kayma düzlemini kestiği yerde kuyu yerdeğiştirmeye uğramış olabileceği için, çubuk çekildiğinde bu noktadan yukarı çıkmaz. Benzer şekilde, kuyu içine bir prob sarkıtılabilir; bu şekilde kayma düzleminin hem tabanı hem tavanının yeri belirlenebilir.

Probun düşük maliyet ve kullanım kolaylığı gibi avantajları olmakla birlikte, hareket hızı hakkında çok az bilgi verir.

13.4.2 Zaman Alanı Reflektometrisi

Bir kayma yüzeyinin yerinin belirlenmesinde diğer bir yöntem de zaman alanı reflektometrisidir. Bu yöntemle hareket hızı da ölçülebilmektedir (Kane ve Beck, 1966). Bu yöntemde, yalıtıcı bir malzeme ile ayrılmış iç ve dış metalik kondüktörlerden oluşan ko-aksiyal bir kablo, enjeksiyon çimentolaması ile sondaj deliğine yerleştirilir. Kablodan aşağı doğru bir voltaj palsı uygulandığı zaman, kondüktörler arasındaki mesafede değişim olan herhangi bir noktadan geri yansıma olacaktır. Yansımanın nedeni, mesafedeki değişimin kablonun karakteristik empedansını değiştirmesidir. Bir kayma düzleminin kabloda bükülme ya da sıkışmaya neden olan hareketi, empedansı değiştirmeye yeterlidir. Bu şekilde, hareketin yeri alet tarafından belirlenebilir.

Zaman alanı reflektometrisinin başlıca avantajları, kablonun hızlı hareket eden bir kaymada gözden çıkarılabilecek kadar ucuz olmasıdır. Ayrıca, kabloyu kaymanın dışında güvenli bir yere uzatmak suretiyle ya da telemetri yoluyla okumalar uzak bir noktadan birkaç dakika içinde alınabilmektedir. Seyahat zamanının kısalmasından ve okuma ünitesinin sonuçları indirme ve grafiğe aktarmaya gerek kalmadan doğrudan vermesinden dolayı, uzaktan okumalar sayesinde inklinometrelere (bkz. Altbölüm 13.4.3) kıyasla önemli tasarruflar sağlanabilir.

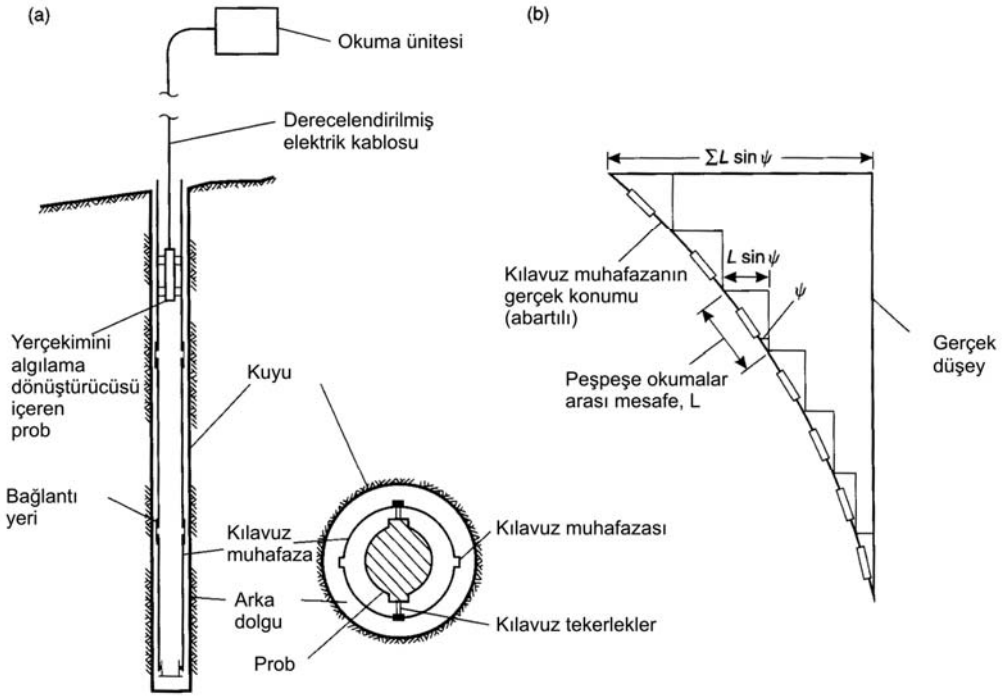
13.4.3 İnklinometreler

Bu ölçüm aletleri, bir sondaj deliğinin tüm uzunluğu boyunca uzun süreli hassas izlemeler yapmak için idealdir. Zaman içinde bir dizi okuma yapmak suretiyle, hareket hızını izlemek de mümkündür. İnklinometrenin bileşenleri, iç çeperde boyuna açılmış dört yiv içeren bir plastik muhafaza ile birlikte, üzerine derinlik işaretlenmiş bir elektrik kablosu ucuna bağlanmış bir probdan ibarettir [Şekil 13.5(a)]. Prob içinde probun birbirine dik iki yöndeki eğilmesini ölçmeye yarayan iki ivme-ölçer bulunur. Prob üzerine ayrıca muhafaza içindeki yivler içine oturan ve probun dönmeye karşı duraylılığını sağlayan bir çift tekerlek iliştirilmiştir.

Hassas izlemeler için birinci şart, sondaj deliğinin hareket derinliği altına kadar indirilmesi ve yapılan ölçümler için kuyu dibindeki duraylı tabanın referans alınmasıdır. Muhafazanın kuyuya yerleştirilmesi sırasında yivlerin düşey kalması ve borunun bükülmemesi için önlem alınmalıdır. Okumalar, probu kuyu tabanına kadar indirmek ve iki tekerlek arası mesafe (L) kadar uzunluklarda artışlarda probu yukarı çekmek suretiyle yapılır. Herbir derinlik artışında tilt (ψ) ölçümü alınır. Şekil 13.5(b)'de her bir artış için yerdeğiştirmenin ($L\sin\psi$) ve kuyu tepesinin toplam yerdeğiştirmesinin [$\Sigma(L\sin\psi)$] hesaplanma prosedürü verilmiştir. Sonuçların kontrolü genellikle probu 180^0 döndürmek ve ikinci bir okuma seti elde etmek suretiyle yapılır. Bir başka önlem de, probun kuyu içindeki sıcaklık dengesine kavuşmasının beklenmesidir.

13.5 Veri Yorumlama

Hareket verilerinin yorumlanması, duraylılık koşulları için sırayla kötüleşme veya iyileşme anlamına gelen şev hızlanması veya yavaşlamasını çabucak teşhis etmek açısından izleme işleminin elzem bir parçasıdır. Bu sayede, işletmenin güvenliği ve ekonomikliği açısından uygun adımlar atılır. Bir taraftan okumalar alınırken bir taraftan da grafikleri güncelleştirmenin önemi, yenilmelerin çatlaklar ilk kez ortaya çıktıktan sonra birkaç gün içinde oluşmasından kaynaklanmaktadır (Stacey, 1996). Ne var ki, hareketlerin dikkatlice izlendiği, fakat, sonuçlar grafiğe aktarılmadığı için, yenilmeden önce belirgin olan şev hareketi hızlanmasının görülemediği durumlar da olmuştur.

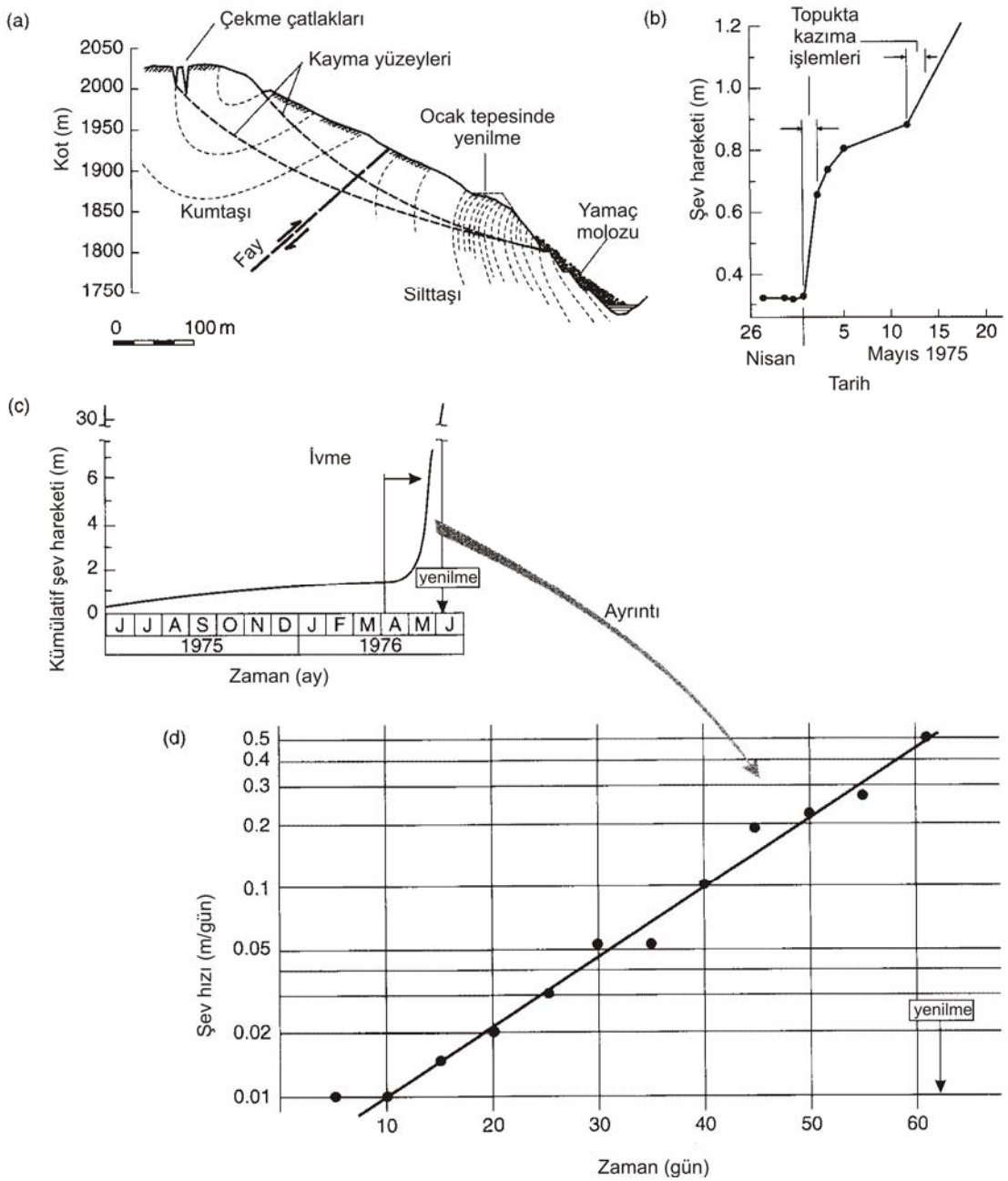


Şekil 13.5 Kuyu sapmasını ölçme inklinometresi: (a) Yivli muhafaza borusunun ve inklinometre probunun düzenlenmesi; (b) tilt ölçümünden sapmayı hesaplama ilkesi (Dunnicliff, 1993).

Bu altbölümde, gerek duraylılık koşulları ve gerekse yenilme mekanizması hakkında bilgi sağlamak üzere, izleme sonuçlarının yorumlanması için birkaç prosedürün tanımlanması yapılmıştır. Yenilme mekanizması açısından, düzlemsel veya devrilme gibi uygun analiz yöntemini gerektiren iyileştirme önlemlerini tasarlamada bu bilgiden yararlanılır.

13.5.1 Zaman-Hareket ve Zaman-Hız Diyagramları

Topoğrafik ölçümler, çatlak genişliği ölçerleri, GPS, uydu taramaları veya inklinometrelerden hangisi ile yapılmış olursa olsun, izleme programı zamana göre hareket okumaları sağlar. Bu verilerle çizilen diyagramlar, şev hareket mekanizmasını anlamanın ve muhtemelen yenilme zamanını kestirmenin esasını teşkil eder. Aşağıda, hareket eden bir şevin altında ocağın hizmet ömrü boyunca güvenli bir şekilde maden çıkarmak amacıyla hareket izleme programının uygulandığı bir açık kömür ocağındaki izleme programından bahsedilmiştir (Wyllie ve Munn, 1979).



Şekil 13.6 Açık kömür ocağında hareket izleme: (a) Yenilen yamacın jeolojisini ve yayılımını da gösteren, ocak ve yamaç enine kesiti; (b) işletmenin 1840 m kotunda olduğu durumdaki gerilemeli yamaç hareketi; (c) yenilme ile sonuçlanan 13 aylık yamaç hareketi; (d) yenilmeden önceki iki ay için şev hızı (Wyllie ve Munn, 1979).

Şekil 13.6(a)'da ocağın son şeklinin ve ocak yukarısındaki yamacın enine kesiti ile birlikte yamacın litolojisi ve jeolojik yapısı verilmiştir. Mart 1974'de 1870 m kotunda madencilik faaliyeti başladıktan hemen sonra şev tepesindeki devrik silttaşı tabakalarında bir devrilme yenilmesi başlamıştır. 1840 m kotundaki palyede yapılan işletme sırasında 1860 m palyesinde bir dizi çatlak oluşmuş ve Şubat 1975'te tel ekstansometreleri [Şekil 13.3(b)] ile topoğrafik ölçüm prizmalarının birlikte kullanıldığı bir hareket izleme programı başlatılmıştır. Bu izleme sistemi, sonuçta ocak tabanındaki kömürü alabilecek

şekilde nihai duvara doğru işletme yapmak amacıyla, maden işletmesini kontrol etmek amacıyla kullanılmıştır. Şekil 13.6(b)'de şev hareketinin devrilen şevin tabanındaki madenciliğe duyarlılığı ile birlikte, tabandan kepçe çekilir çekilmez oluşan tipik gerilemeli davranış görülmektedir. Bu deneyim, saatlik okumalara dayalı olarak, hareket hızı saatte 25 mm'ye çıkar çıkmaz madenciliğin durdurulması gerektiği şeklindeki ölçütü geliştirmede kullanılmıştır. Yaklaşık 10 günlük bir süre içinde bu hız günde 15 mm'ye düştüğü zaman, işletmeye tekrar devam edilebilir. Bu kontrol prosedürünü kullanarak, madencilik faaliyeti şevin günde ortalama 6 mm hızla hareket ettiği durumda nihai işletme kotu olan 1700 m'ye kadar devam etmiştir.

Nisan 1976'da şev hareketi hızlanmaya başlamış; izleyen iki ay içinde ocak yukarısındaki yamaçta toplam hareket yaklaşık 30 metreyi bulmuş ve maksimum hız günde yaklaşık bir metreye çıkmıştır [Şekil 13.6(c) ve (d)]. Şev hareketi diyagramlarındaki hızlanmalar şey duraylılığının kötüleştiğine dair yeterli uyarıyı vermiş ve buna göre işletmeye son verilmiştir. Hareketin en büyük olduğu alan ocak tepesi boyunca devrilen tabakalar kısmında olup, 1976 Haziran ayı başlarında toplam hacmi 570.000 m^3'ü bulan iki ayrı şev yenilmesi meydana gelmiştir. Yenilmelerden sonra izleme programı tekrar başlatılmış ve hareketin giderek azaldığı gözlenmiştir. Bir ay sonra da ocak tabanında işletme faaliyetine kalınan yerden devam etmeye karar verilmiştir. Bu kararın alınmasında kuyu probu ölçümlerinden de yararlanılmıştır. Kuyu probu ölçümleri, şev tepesindeki devrilme ile ilişkili dairesel bir kayma yüzeyinin ocak şevinin yukarı kısmında şev yüzünü kestiğine işaret etmiştir [Şekil 13.6(a)]. Bu nedenle, ocak tabanındaki işletmenin duraylılık üzerine etkisi az olmuştur.

Şekil 13.6(c) ve (d)'de görülen hareket izleme veri çeşidi, şev hareketinin ilerlemeli aşaması geliştirildikten sonra, yenilme zamanının kestirimine yardımcı olmak amacıyla analiz edilmiştir (Zavodni ve Broadbent, 1980). Şekil 13.7'de Liberty Ocağı'nda şev yenilmesinden önceki zaman-hız ilişkisi ft/gün cinsinden yarı logaritmik grafik şeklinde verilmiştir. Bu diyagramda, hareketin ilerlemeli aşamasının başlangıcındaki (V_0) ve ortasındaki (V_{mp}) hızları tespit etmek mümkündür. K sabiti aşağıdaki gibi tanımlanır:

$$K = V_{mp} / V_0 \tag{13.2}$$

Dikkatlice belgelenmiş altı adet şev yenilmesinin incelenmesinden K'nin ortalama değerinin –7,21 ve standart sapmasının da 2,11 olduğu bulunmuştur. Örnek olarak, Şekil 13.6(d)'deki K'nin değeri yaklaşık –7'dir (= –0,07/0,01).

Yarı logaritmik düz çizgi grafiğinin genel denklemi aşağıdaki gibidir:

$$V = C\,e^{St} \tag{13.3}$$

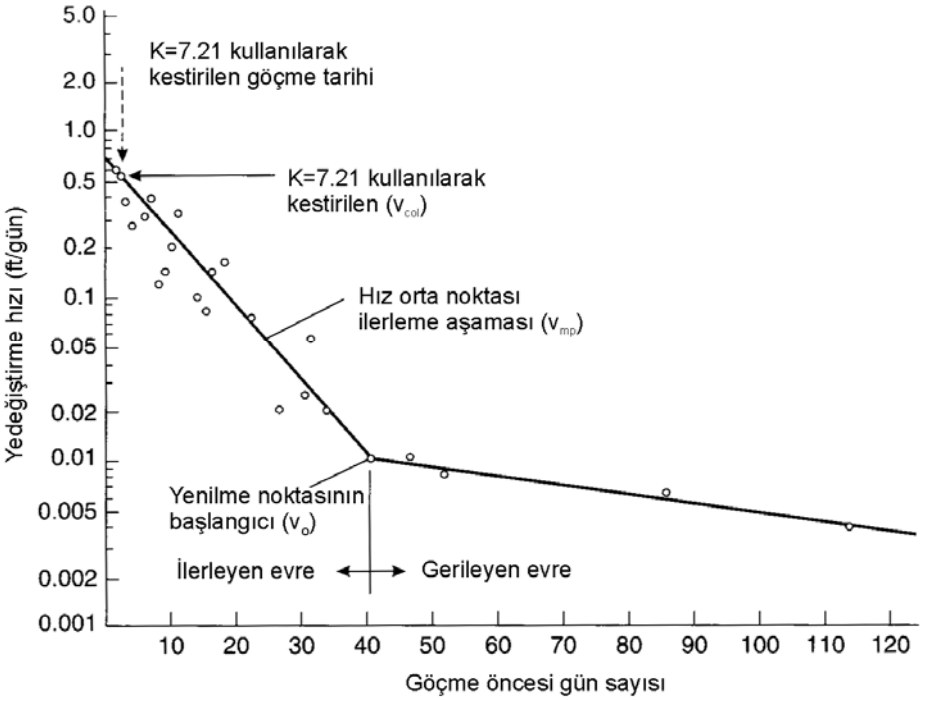
Burada, V = hız, C = düz çizginin zaman eksenini kesim yeri, e = doğal logaritma tabanı, S = çizginin eğimi ve t = zamandır. Buna göre, herhangi bir zamandaki hız aşağıdaki gibi ifade edilir:

$$V = V_0\,e^{St} \tag{13.4}$$

(13.2) ve (13.3) eşitliklerinin birleştirilmesiyle, göçmedeki hız ($V_{göç}$) aşağıdaki bağıntı ile tanımlanır:

$$V_{göç} = K^2\,V_0 \tag{13.5}$$

(13.4) eşitliğinin bir zaman-hız diyagramı ile kullanılması, göçme zamanının yaklaşık olarak hesaplanmasına olanak verir. Örnek olarak, K = –7 ve V_0 = 0,01 m/gün olan Şekil 13.6(d)'de $V_{göç}$'ün değeri 0,49 m/gündür. Bu zaman-hız çizgisinin uzatılmasıyla bu hıza yaklaşık 61 günde erişileceği bulunur ki, gerçek göçme zamanına yakın bir değerdir.



Şekil 13.7 Liberty Ocağı geçişli sistemi yerdeğiştirme hız eğrisi ve yenilme kestirimi (Zavodni ve Broadbent, 1980).

Göçmenin oluşacağı hızın bir ölçüde kayma düzlemi üzerindeki jeolojik koşullara bağlı olması muhtemeldir. Örnek olarak, kaymanın şev yüzeyini kesen bir fay gibi iyi tanımlanmış bir düzlemsel yapı üzerinde meydana gelmesi halinde, Şekil 13.6(a)'da görülen ve kayma düzleminin kırıksız kayada meydana gelen çatlama yoluyla geliştiği kaymaya kıyasla yenilmenin daha hızlı olması muhtemeldir. Bunun nedeni, kaya kütlesi içindeki yenilmeye kıyasla, fay durumunda kesme dayanımının nispeten küçük harekette bile pikten rezidüele azalmasıdır.

13.5.2 Şev Yenilme Mekanizmaları

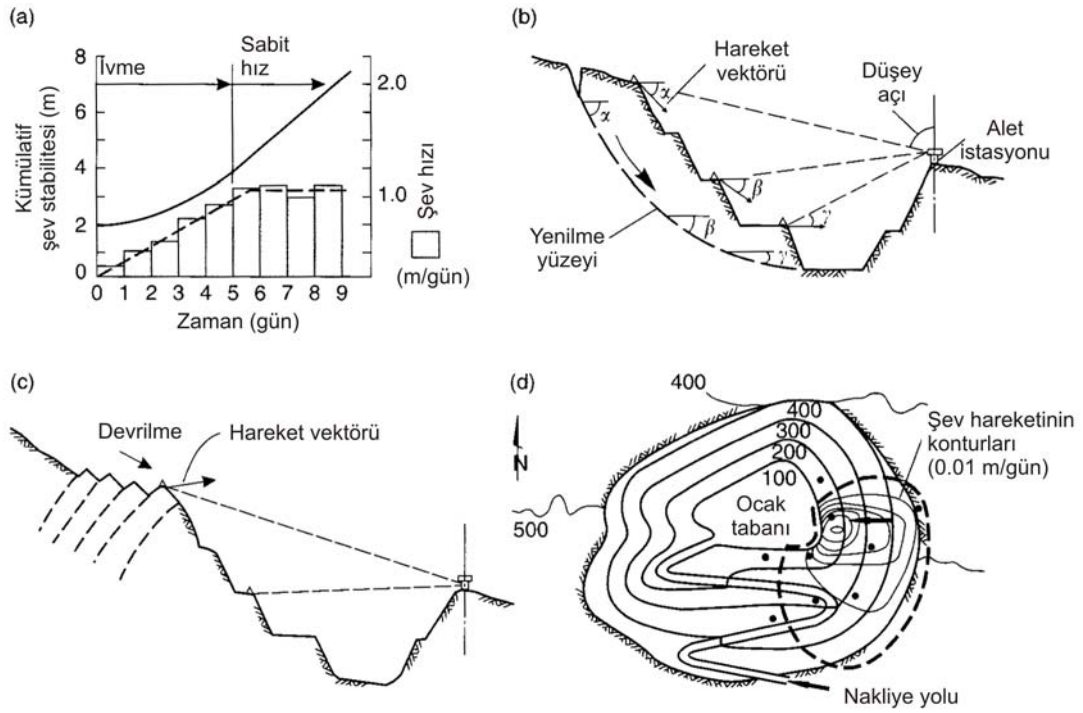
Şekil 13.8'de şev yenilme mekanizmasını belirlemeye yardımcı olabilecek değişik hareket izleme analiz yöntemleri verilmiştir. Bu bilgiler, duraylılık analizi için uygun yöntemleri uygulamada ve iyileştirme önlemlerinin tasarımında faydalı olabilir.

Şekil 13.8(a)'da şev hızlanmasının beşinci gün sonunda durduğunu gösteren, yerdeğiştirme ve hızın birleşiminden olan bir grafik görülmektedir. Davranıştaki bu değişim, beşinci günden sonra hızın sabit olduğu grafikte açık bir şekilde görülmektedir. Bir karşılaştırma yapmak açısından, hareket grafiğinde gradyan o kadar belirgin değildir. Bu şev hareketi tipik bir gerilemeli duraysızlık olabilir.

Şekil 13.8(b)'de kaymanın tepesi, orta yüksekliği ve topuğundaki ölçüm istasyonları için hareket vektörlerinin eğimleri ve büyüklükleri verilmiştir. Eğim açıları yaklaşık olarak alttaki yenilme yüzeyinin eğimine eşit olup; bu durumda, kama yüzeyinin tepe yakınında çok eğimli ve taban yakınında yataya yakın bir dairesel yenilmenin meydana geldiğini gösterir. Bu bilgiler ayrıca, Şekil 13.6(a)'daki kayma durumunda olduğu gibi kaymanın topuğunu gösterir; ancak, kayma topuğunun şev topuğu ile çakışıp çakışmadığı belli değildir. Şekil 13.8(c)'de tipik bir devrilme yenilmesine ait bir hareket vektörü

görülmektedir. Bu örnekte tepe altında küçük bir hareket meydana gelirken, tepe kısmında devrilen tabakalara yakın istasyonlar küçük miktarlarda yukarı hareket edebilir.

Şekil 13.8(d)'de bir çukur düzlemine işaretlenmiş şev hızı konturları verilmiştir. Bu çizimler hem kaymanın uzanımını hem de en hızlı kayma bölgelerini göstermektedir. Bu tür diyagramlar düzenli zaman aralıklarında güncelleştirildikleri zaman, kayma boyutlarındaki bir artışı ve/veya en hızlı hareket eden alanı belirlemede yardımcı olur. Bu bilgiler, sözgelimi ocağın güneydoğu köşesinde yenilmeden önce madencilik faaliyetlerini tamamlama gibi işletme operasyonlarını planlamada yardımcı olur. Ayrıca, nakliye yollarının kaymanın nispeten yavaş hareket eden kısmı üzerinde bulunması halinde, bu bilgiler sayesinde ocağa yeni giriş yolu inşa etmek üzere yeterli zaman kazanılmış olur.



Şekil 13.8 Hareket izleme verilerinin yorumlanması: (a) Gerilemeli hareketin başlangıcını gösteren yerdeğiştirme ve hız diyagramları; (b) dairesel yenilme mekanizmasını gösteren hareket vektörleri; (c) devrilme tipi yenilme mekanizmasını gösteren hareket vektörleri; (d) şev hareketinin yayılımını gösteren şev hızı konturları (Wyllie ve Munn, 1979).

İnşaat Mühendisliği Uygulamaları

14.1 Giriş

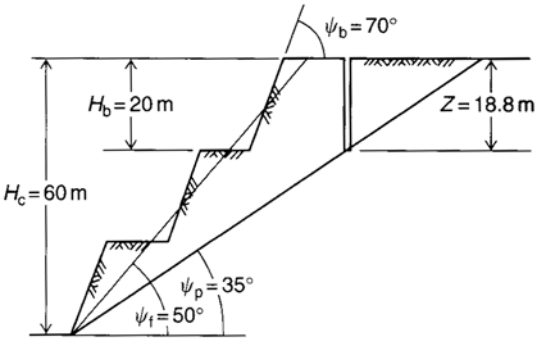
Önemli bir inşaat yapısı yukarısındaki bir şevin/yamacın duraysız olduğu anlaşıldığı zaman, genellikle etkili ve ekonomik önlemler için kısa zamanda karar vermek gerekir. Potansiyel duraysızlıkla ilgili kanıtlar, tepenin gerisindeki açık çekme çatlakları, topukta hareket, şevin kimi kısımlarında sınırlı yenilmeler veya benzer jeolojiye sahip komşu yamaçlardaki yenilmeler olarak sıralanabilir. Sebep ne olursa olsun, önemli bir yamacın duraylılığı ile ilgili bir şüphe belirdiği zaman, genel duraylılığın incelenmesi ve gerekli olduğu takdirde uygun iyileştirme önlemlerinin alınması gereklidir. Bu bölümde, değişik jeolojik ve iklimsel ortamlardaki inşaat mühendisliği projelerine ait beş adet kaya şevi tanımlanmış ve iyileştirme önlemlerinin uygulandığı durumlar tanıtılmıştır. Her bir örnek için jeoloji, kaya dayanımı ve yeraltı suyu koşulları ile birlikte duraylılık analizi, iyileştirme önleminin tasarımı ve inşaat meseleleri ile ilgili bilgiler verilmiştir.

Bu örnek çalışmaları vermenin amacı, kitabın daha önceki bölümlerinde tanımlanan inceleme ve tasarım tekniklerinin uygulanış biçimlerini sunmaktır.

14.2 Arazi Örneği I – Hong Kong: Düzlemsel Yenilme İçin İyileştirme Önlemi Seçenekleri

14.2.1 Sahanın Tanımlanması

60 m yüksekliğindeki yarmanın genel şev açısı 50^0 olup, eğim açısı 70^0 ve yüksekliği 20 m olan üç adet palye içermektedir (Şekil 14.1). Yakındaki bir yamaçta meydana gelen küçük bir kayma dikkatleri bu yarmaya çevirmiş ve yarmanın tabanında bulunan önemli bir inşaat mühendisliği yapısında hasara yol açan büyük bir kayma olabileceği gündeme gelmiştir. Yarma için kısa ve uzun dönemli olmak üzere duraylılık değerlendirmesi gerekli olmuş; bunlara göre alınabilecek önlemlerin önerilmesi gerekmiştir. Bu yarmada daha önce herhangi bir jeolojik veya mühendislik çalışması yapılmamış olup, alanda da bilinen herhangi bir sondaj kuyusu bulunmamaktadır. Alandaki yağış miktarı çok yüksek; depremsellik derecesi düşüktür. Yarmanın maruz kalabileceği en büyük yatay sismik katsayısı (a_H) değeri olarak $0{,}08g$ önerilmiştir.



Şekil 14.1 Arazi Örneği I'deki şevin iki boyutlu düzlemsel yenilme analizi için varsayılan geometri.

14.2.2 Jeoloji

Yarma, çok eğimli birkaç eklem takımına ek olarak eğimi 35^0 olan ve civardaki yamaçları oluşturan yaprak eklemi içeren az bozuşmuş granit içinde açılmıştır. Elde hiçbir jeolojik veya mühendislik verisinin bulunmadığı bu problem karşısında yapılacak ilk iş, en olası yenilme modunu belirlemeye yönelik yapısal jeoloji için bir temsilci örnek elde etmek olmuştur. Sondaj yapmak için yeterli süre bulunmamaktadır. Buna göre, yapısal jeolojik verilerin derlenmesi yüzey haritalamasına dayanmak durumunda kalmıştır. Sahada

gerek yarmada ve gerekse doğal olarak yeterince kaya mostrası bulunduğu için, bu haritalama yaklaşımı amaç için uygun bulunmuştur.

Yapısal haritalama sonucunda Tablo 14.1'deki geometrik ve yapısal jeolojik özellikler belirlenmiştir.

Tablo 14.1 Şekil 14.1 ve 14.2'de görülen şevin ve eklem takımlarının yönelimleri.

Özellik	*Eğim* (^{0})	*Eğim yönü* (^{0})
Genel şev açısı	50	200
Bireysel palyeler	70	200
Yapraklanma eklemi	35	190
Eklem takımı *J*1	80	233
Eklem takımı *J*2	80	040
Eklem takımı *J*3	70	325

14.2.3 Kaya Kesme Dayanımı

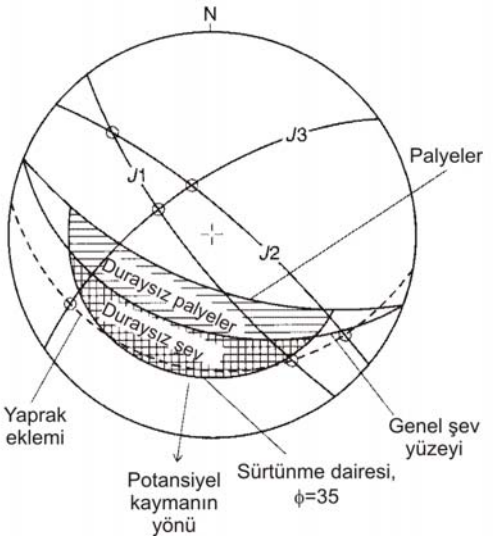
Potansiyel kayma yüzeyini oluşturan yaprak eklemleri ile ilgili mevcut bilgi olmadığından, tasarımda kullanılan dayanım değerleri, granitteki yamaçların duraylılığı ile ilgili geçmiş deneyimlere dayalı olarak tahmin edilmiştir. Şekil 4.21'de başlıca şev yenilmelerinin geriye analizine dayalı olarak geliştirilmiş kesme dayanımı değerlerinin bir özeti verilmiştir. Sahadaki kayanın dayanımını en yakın olarak 11 No'lu nokta temsil etmektedir. Bu deneyime dayalı olarak, mineral tanelerinin köşeli karakterde olmasından dolayı, ileri derecede kaolinleşmiş granitlerin bile sürtünme açılarının 35-45^0 arasında olduğu göz önüne alınmıştır. Bu yüzeylerin kohezyonunun, bozuşma derecesine ve eklemlerin devamlılığına göre değişmesi olasıdır; kohezyon değeri için 50-200 kPa aralığı seçilmiştir.

14.2.4 Yeraltı Suyu

Şevde sondaj kuyusu bulunmadığından, yeraltı suyu koşulları bilinmemektedir. Ancak, saha şiddetli yağışa maruz kalan bir bölgede bulunduğundan, bu yağış olaylarını takiben şev içinde önemli derecede geçici yeraltı suyu basınçlarının gelişeceği düşünülmüştür.

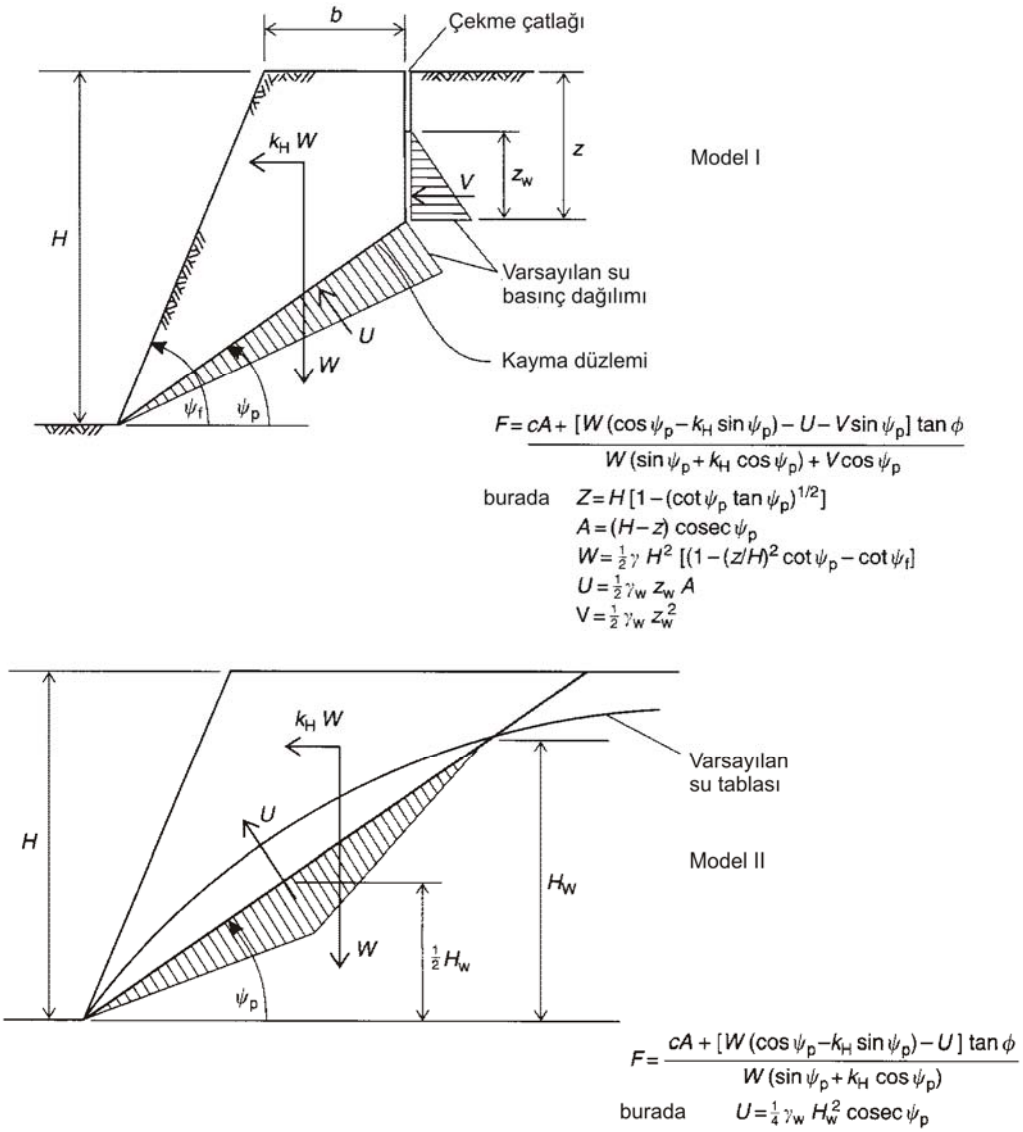
14.2.5 Duraylılık Analizi

Tablo 14.1'deki stereogram verileri 35^0'lik bir sürtünme dairesi ile birlikte Şekil 14.2'de görülmektedir. Üç eklem takımının kaya kütlesinden blok ayrılmasına olanak veren çok eğimli yüzeyler oluşturmasına rağmen, bunlardan hiçbirinin arakesitinin (Şekil 14.2'de daire içine alınmış şekilde işaretlenmişlerdir) potansiyel olarak duraysız olduğu belirlenen zon içine düşmediğine dikkat ediniz [bkz. Şekil 7.3(b)]. Diğer taraftan, yaprak eklemlerini temsil eden büyük daire potansiyel duraysızlık zonundan geçmektedir. Ayrıca, yaprak eklemlerinin eğim yönü yarma yüzeyininkine yakındır; bu nedenle, Şekil 14.2'de işaret edilen yöndeki yaprak eklemleri üzerinde en olası yenilme biçimi düzlemsel kaymadır.



Şekil 14.2 Şekil 14.1'de verilen şev için geometrik ve jeolojik verilerin stereografik diyagramı.

Şekil 14.2'de yapılan duraylılık kontrolüne göre, şevin tamamı ile birlikte bireysel palyeler potansiyel olarak duraysız olup, her ikisi için de daha ileri bir analizin yapılması gerekmektedir.



Şekil 14.3 Arazi Örneği I için düzlemsel şev yenilmelerinin teorik modelleri.

Eğimleri çok fazla olan *J*1 ve *J*2 eklem takımlarının doğrultuları şev yüzeyininkine yaklaşık paralel olup, yarma tepesi gerisinde bu eklemler içinde bir çekme çatlağı oluşma olasılığı çok yüksektir. Olası bir yenilme biçimi Şekil 14.3'de Model I olarak gösterilmiştir; bu teorik modelde çekme çatlağının kuru şartlarda ve en kritik pozisyonda bulunduğu (bkz. Şekil 6.6), olağanüstü bir yağış olayında çatlağın z_w derinliğinde suyla dolu olduğu kabul edilmiştir.

Kısa süreli bir deprem sırasında şeve uygulanan yer hareketi 0,08'lik bir yatay sismik katsayı ile benzeştirilmiştir. Bu katsayıdan dolayı oluşan kuvvet $k_H W$ olup, *W* kayan bloğun ağırlığıdır. Psödo-statik yatay deprem yüklemesinin dahil edildiği durumda bu şevin emniyet katsayısı Şekil 14.3'de hesaplandığı gibidir (bkz. Altbölüm 6.5.4, psödo-statik duraylılık analizi).

Önemli miktarda olası yeraltı suyu basıncını dikkate almak için, alternatif bir teorik model önerilmiştir. Psödo-statik yatay deprem yüklemesi Şekil 14.3'de II numara ile verilen bu modele de uygulanmıştır.

En olası yenilme biçimine karar verdikten ve bu yenilme biçimini temsil etmede bir veya iki teorik model önerdikten sonra, şevin maruz kalma olasılığı bulunan değişik koşullara karşı duraylılık hassasiyetini belirlemek üzere, emniyet katsayısı denklemlerine olası şev parametresi değerlerinin bir dizi aralığı uygulanmıştır. Tablo 14.2'de girdi verilerinin bir özeti sunulmuştur. Şevlerin emniyet katsayısı bu değerlerin Şekil 14.3'deki denklemlere aşağıdaki gibi girilmesiyle hesaplanmıştır:

Genel Şev Model I

$$F_s = \frac{80{,}2c + (18{,}143 - 393z_w - 2{,}81z_w^2)\tan\phi}{14.995 + 4{,}02z_w^2}$$

Tablo 14.2 Arazi Örneği I düzlemsel duraylılık analizi için girdi verileri.

Parametre	*Parametre değeri*
Yarma yüksekliği	H_c = 0,6 m
Genel şev açısı	$\psi_f = 50^0$
Palye yüzeyi açısı	$\psi_b = 70^0$
Palye yüksekliği	H_b = 20 m
Yenilme düzlemi açısı	$\psi_P = 35^0$
Çekme çatlağı uzaklığı (şev)	b_s = 15,4 m
Çekme çatlağı uzaklığı (palye)	b_b = 2,8 m
Kaya birim ağırlığı	γ_r = 25,5 kN/m^3
Su birim ağırlığı	γ_w = 9,81 kN/m^3
Sismik katsayı	k_H = 0,08

Genel Şev Model II

$$F_s = \frac{104{,}6c + (20{,}907 - 4{,}28H_w^2)\tan\phi}{17.279}$$

Bireysel Palyeler Model I

$$F_s = \frac{17{,}6c + (2815 - 86{,}3z_w - 2{,}81z_w^2)\tan\phi}{2327 + 4{,}02z_w^2}$$

Bireysel Palyeler Model II

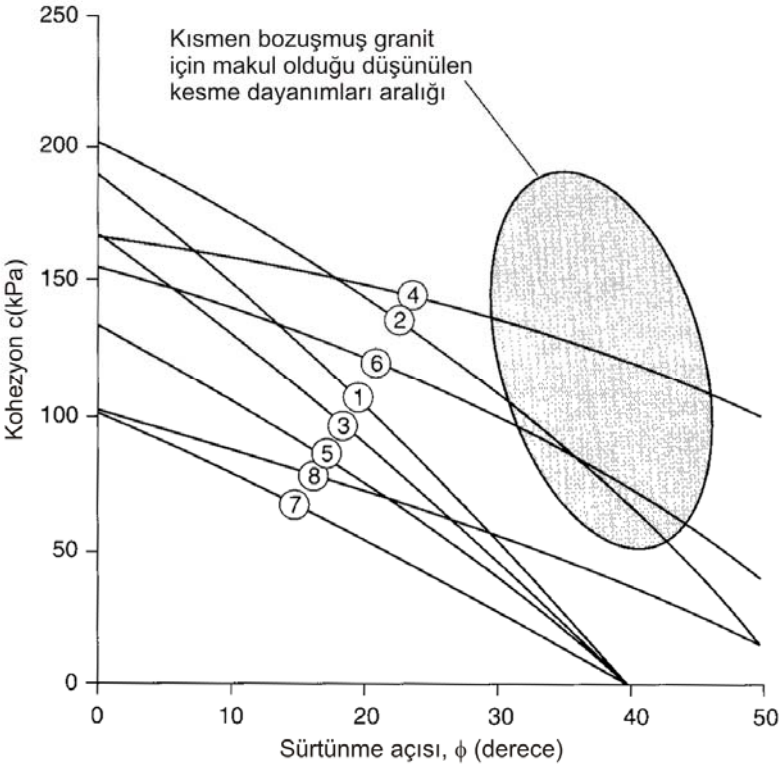
$$F_s = \frac{34{,}9c + (4197 - 4{,}28H_w^2)\tan\phi}{3469}$$

Emniyet katsayısı denklemleri için en faydalı çalışmalardan biri, yenilme (yani F_s = 1,0) için mobilize olması gereken kesme dayanımının bulunması olmuştur. Bu analizlerde bir dizi su basıncı aralığında genel şevin ve palyelerin incelemesi yapılmıştır. Bu çalışmanın sonuçları Şekil 14.4'de verilmiş olup, bu şekil üzerinde numara verilmiş eğriler aşağıdaki koşulları temsil ederler:

Eğri 1: Genel şev, Model I, kuru, $z_w = 0$
Eğri 2: Genel şev, Model II, doygun, $z_w = z$ = 14 m
Eğri 3: Genel şev, Model II, kuru, $H_w = 0$
Eğri 4: Genel şev, Model II, doygun, H_w = 60 m
Eğri 5: Palyeler, Model I, kuru, $z_w = 0$
Eğri 6: Palyeler, Model II, doygun, $z_w = z$ = 9,9 m
Eğri 7: Palyeler, Model II, kuru, $H_w = 0$
Eğri 8: Palyeler, Model II, doygun, $H_w = H$ = 20 m

Okuyucu bu olasılıkların tümünün gereksiz olduğunu düşünebilir; ancak, bu özel yarmanın geometrisinden dolayı kesme dayanımı değerlerinin makul derecede birbirine yakın çıkmış olması sadece bir rastlantıdır. Başka durumlarda koşullardan biri diğerine göre çok daha kritik olabilir; Şekil 14.4'ü elde etmek için gerekli hesaplamaları yapmadan bu koşulun belirlenmesi bir hayli deneyim ister.

Şekil 14.4'deki elips şekilli alan, kısmen bozuşmuş granit için makul olduğu düşünülen kesme dayanımları aralığını çevrelemektedir. Altbölüm 14.2.3'de değinildiği gibi, bu değerler Şekil 4.21'de verilen diyagramdan alınmıştır. Şekil 14.4'de, şevin tamamen doygun olması ve deprem yüklemesine maruz kalması halinde (2, 4 ve 6 No'lu çizgiler) kayma yüzeyleri boyunca mevcut olması muhtemel kesme dayanımının kayma yüzeyi üzerine etkiyen kaydıran kuvvetler tarafından aşılacağı ve yenilmenin mümkün olduğu görülmektedir. Şevin hizmet ömrü boyunca tropikal ortamlarda granitteki bozuşma hızı dikkate alınarak, mevcut kohezyonlu dayanımda bir miktar azaltma yapıldığı düşünülürse, bu sonuçlar yarmanın duraysız olacağını ve duraylılığı arttırmak için önlem alınması gerektiğini gösterir.



Şekil 14.4 Arazi örneği I'de göz önüne alınan şev yenilmesinde mobilize olan kesme dayanımı.

Yarmanın duraylılığını iyileştirmede dört temel yöntem göz önüne alınmıştır:

(a) Yarma yüksekliğinin azaltılması
(b) Şev açısının küçültülmesi
(c) Drenaj
(d) Gerdirilmiş ankrajlarla güçlendirme.

Bu farklı yöntemlerin etkinliklerini karşılaştırmak için, yaprak eklem yüzeyinin kohezyonunun 100 kPa ve sürtünme açısının da 35^0 olduğu kabul edilmiştir. Şekil 14.3'deki denklemde her sefer bir değişkene farklı değer vermek suretiyle şev yüksekliği, şev açısı ve su seviyesindeki azalımın emniyet katsayısını arttırdığı bulunmuştur. Yarmayı güçlendirmenin etkisi, bu denklemlere (6.22) eşitliğinde verilen ankraj kuvvetini dahil etmek suretiyle elde edilmiştir.

Model I

$$F_s = \frac{cA + (W(\cos\psi_P - k_H \sin\psi_P) - U - V\sin\psi_P + T\sin(\psi_T + \psi_P))\tan\phi}{W(\sin\psi_P + k_H\cos\psi_P) + V\cos\psi_P - T\cos(\psi_T + \psi_P)} \quad (14.1)$$

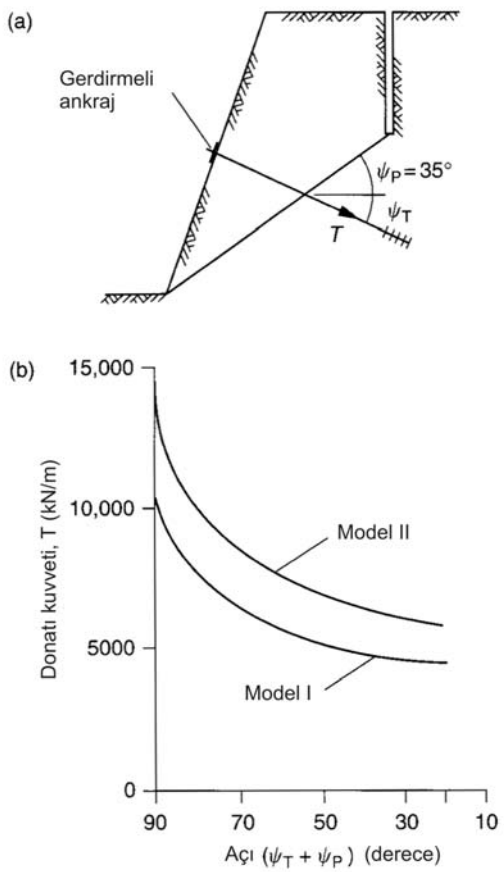
Model II

$$F_s = \frac{cA + (W(\cos\psi_P - k_H \sin\psi_P) - U + T\sin(\psi_T + \psi_P))\tan\phi}{W(\sin\psi_P + k_H\cos\psi_P) - T\cos(\psi_T + \psi_P)} \quad (14.2)$$

Burada, T = ankrajlara uygulanan toplam donatı kuvveti (kN/m) ve ψ_T = bu kuvvetin dalımı veya yatayın altındaki açısıdır [Şekil 14.5(a)].

Şekil 14.6'da genel şevin duraylılığını arttırmada göz önüne alınan değişik yöntemlerin karşılaştırılması yapılmıştır. Ele alınan her durumda değişim miktarı, her bir değişkenin toplam aralığının yüzdesi cinsinden ifade edilmiştir: H = 60 m, $\psi_f = 50^0$, z_w / z = 1, H_w = 60 m. Ancak, güçlendirme kuvvetindeki değişim, desteklenen kaya kamasının ağırlığının yüzdesi olarak ifade edilir. Güçlendirmenin etkisini hesaplamada ankrajların yatay olarak yerleştirildiği (yani, ψ_T = 50^0 olduğu) kabul edilmiştir. Emniyet katsayısının 1,5 değerini elde etmek için gerekli ankraj eğiminin (ψ_T) güçlendirme

kuvveti üzerine etkisi Şekil 14.5(b)'de görülmektedir. Bu grafiğe göre, bulonlar düzleme dik ($\psi_T = 55^0$ veya $\psi_T + \psi_P = 90^0$) olarak yerleştirilme yerine yatay ($\psi_T = 0^0$ veya $\psi_T + \psi_P = 35^0$) olarak yerleştirildiğinde, gerekli kuvvet yaklaşık olarak yarı yarıya azalmaktadır. Altbölüm 6.4.1'de değinildiği gibi, gerdirilmiş kaya ankrajları için optimum açı genellikle (6.23) eşitliğinden bulunmaktadır. Çimento enjeksiyonlu ankrajlar, çimentolamayı kolaylaştırmak için pratikte yatayın 10-15^0 altındaki açılarda yerleştirilmektedir.



Şekil 14.5 Gerdirilmiş ankrajlarla şev stabilizasyonu: (a) Gerdirilmiş ankrajların yönelimi; (b) emniyet katsayısını 1,5 yapmak için gerekli toplam güçlendirme kuvveti.

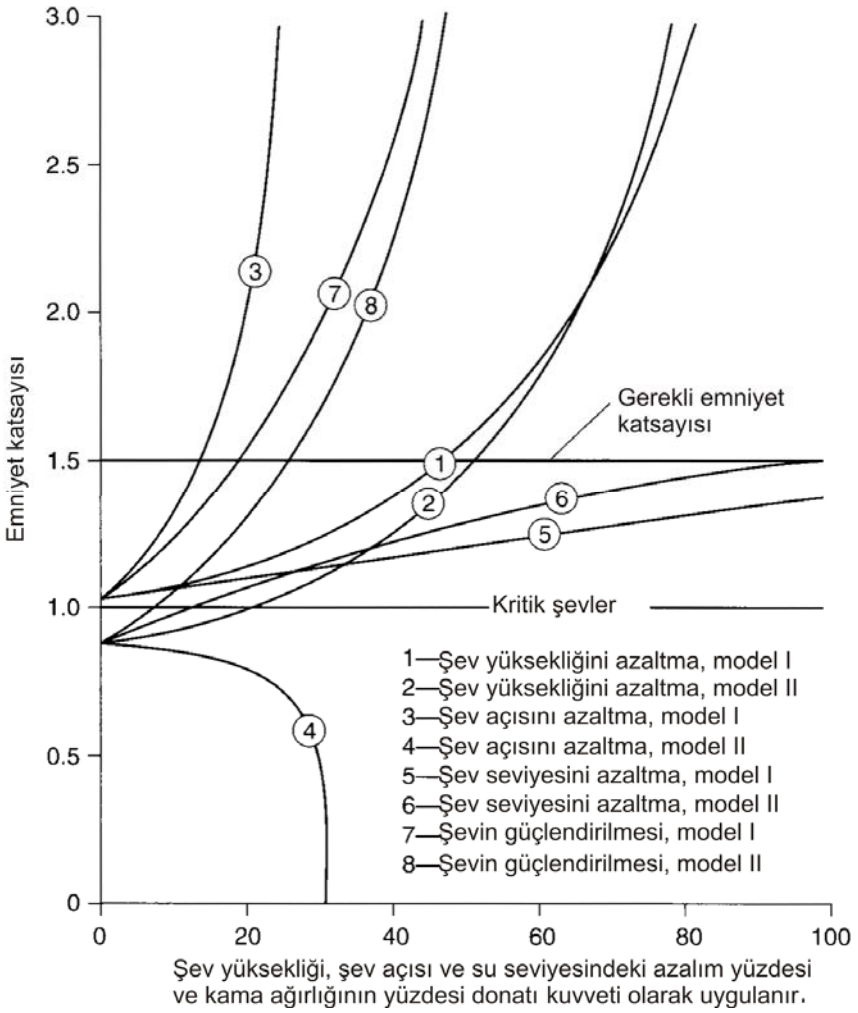
14.2.6 Stabilizasyon Seçenekleri

Aşağıda, Şekil 14.6'da analiz edilen iyileştirme seçenekleri açıklanmıştır.

Yüksekliğin azaltılması: 1 ve 2 No'lu eğriler, şev yüksekliğini azaltmanın problem için etkin bir çözüm olmadığını göstermektedir. Emniyet katsayısı için arzu edilen 1,5 değerini elde etmek için, şev yüksekliğinin yaklaşık %50 oranında azaltılması gerekir. Bu çözümün benimsenmiş olması halinde, kazılması gerekli kaya hacminin çoğu şevin üst yarısında bulunduğu için, şevin tamamının kazılması daha pratik olacaktır.

Şev açısının azaltılması: 3 No'lu çizgiyle gösterildiği gibi, yarma yüzeyi eğim açısının küçültülmesi çok etkili bir iyileştirme önlemidir. Emniyet katsayısı için arzu edilen 1,5 değerini elde etmek için, şev açısının %25'den daha az oranda küçültülmesi yeterlidir. Bu, şev açısının 50^0'den 37,5^0'ye düşürülmesi demektir. Bu bulgu genellikle doğru olup, şev açısındaki azaltma çoğu zaman etkili bir iyileştirme önlemidir. İnşaat halindeki şevler durumunda, duraylılığı arttırmada daha az eğimli şevlerin inşası daima birinci tercihtir. Ancak, yarmanın daha aşağıdaki dar kısmına ekipman girişi sınırlı olacağından, "ince kama" kazı yapmanın pratik güçlüğü söz konusudur.

4 No'lu eğri (çekme çatlağının olmadığı şevde yüzey açısının küçültülmesi) anormal bir durum olup, hesaplamaların bazan gerçekçi olmayan sonuçlar verebileceğini gösterir. Emniyet katsayısında bu eğriyle gösterilen azalım, şev açısının azaltılmasından dolayı kayma bloğunun ağırlığında meydana gelen azalmanın bir sonucudur. Kayma yüzeyi üzerindeki su basıncı sabit kaldığından, kayma yüzeyi üzerindeki efektif gerilme azalır; bundan dolayı da direnen kuvvetlerin sürtünme direnci azalır. Kayadan geriye çok ince bir kama kaldığı zaman, su basıncı bu kısımı şev dışına doğru "yüzdürür". Bu analizdeki problem, bloğun tamamen geçirimsiz olması ve suyun kayma düzlemi altında kapanlanmasıdır. İşin doğrusu, bloğun kırılması yüzmeden çok önce gerçekleşir ve kayma düzlemi üzerindeki su basıncının sönümlenmesi bu şekilde olur.



Şekil 14.6 Arazi Örneği I'de göz önüne alınan genel şevin duraylılığını arttırmada alternatif yöntemler arasında karşılaştırma.

Drenaj: 5 ve 6 No'lu eğriler drenajın iki model için de etkili bir iyileştirme seçeneği olmadığını gösterir. Modellerin hiçbirinde emniyet katsayısının 1,5 değeri elde edilememektedir. Drenajın genelde en etkili ve ekonomik iyileştirme yöntemlerinden biri olmasına rağmen, bu sonuç biraz şaşırtıcıdır. Bu durumdaki kötü drenaj performansının nedenleri, şev geometrisi ve yenilme yüzeyinin kesme dayanımıdır.

Ankrajlama: 7 ve 8 No'lu eğriler, ankrajların yatayın hemen altında yerleştirileceği varsayımıyla, yarmanın 1 metre uzunluk başına 5000 kN'lık kuvvete eşit olan gerdirilmiş ankrajlarla güçlendirmesi durumunda emniyet katsayısının 1,5 değerinin elde edilebileceğini göstermektedir. Başka bir ifadeyle, 100 m uzunluğundaki bir yarmanın güçlendirilmesi için, her biri 1 MN kapasitede 500 ankrajın yerleştirilmesi gerekir.

Uzun dönem iyileştirmesi için en çekici iki seçenekten biri, gerdirilmiş halatlar veya çubuk ankrajlar kullanarak yapılan güçlendirme ve diğeri de şev açısının düşürülmesidir. Maliyetin yüksek oluşu ve çelik ankrajların uzun dönem paslanma direncindeki belirsizlikten dolayı, güçlendirme seçeneği dikkate alınmamıştır. Son seçenek olarak, bloğun tamamını kayma yüzeyini oluşturan yaprak eklemlerine kadar kazmak suretiyle, şev açısının 35^0'ye indirilmesi benimsenmiştir. Bu uygulama sayesinde

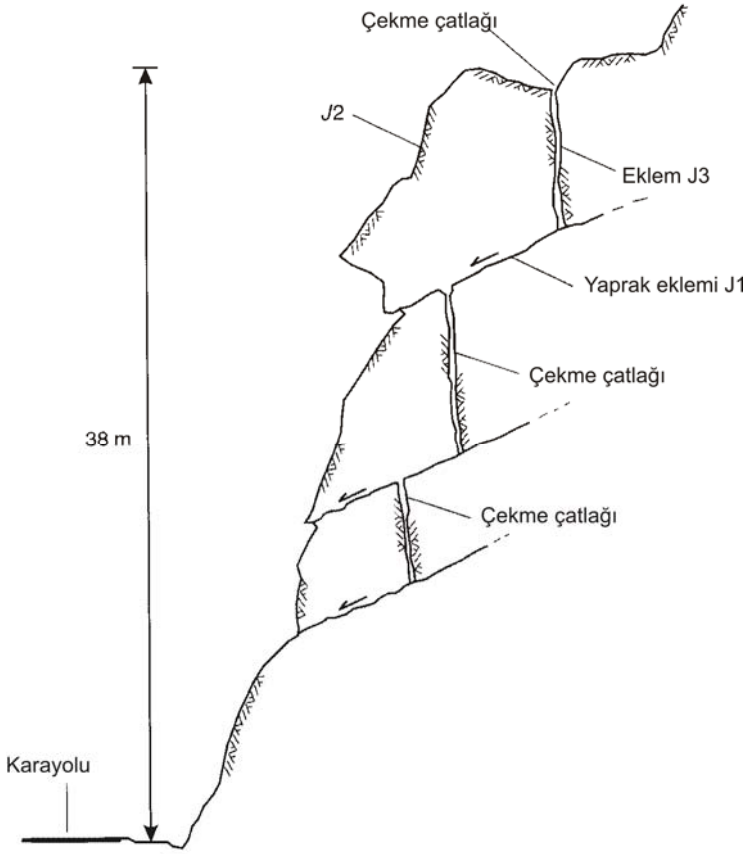
problem etkili bir şekilde çözülmüştür. Hong Kong'da daima iyi kaliteli agregaya ihtiyaç duyulduğundan, şevin bir taş ocağı olarak işletilmesine karar verilmiştir. Bu faaliyetin düzenlenmesi birkaç yıl almış; bu süre içinde şevdeki su seviyeleri piyezometrelerle izlenmiştir. Bu dönem içinde yol iki kere kapanmak durumunda kalmışsa da, büyük bir problemle karşılaşılmadan şevin kayma düzlemine kadar kazılması sağlanmıştır.

14.3 Arazi örneği II – Düzlemsel Yenilmenin Kablolu Ankrajlaması

14.3.1 Sahanın Tanımlanması

İki şeritli bir karayoluna komşu, 38 m yüksekliğinde ve hemen hemen düşey eğimdeki bir kaya şevinde potansiyel bir kaya düşme tehlikesi belirmiştir (Şekil 14.7). Trafiği olabildiğince aksatmadan bir iyileştirme programının uygulanması gereklidir. Kaya düşmesinin boyutları, seyrek ve devamlı çatlakların oluşturduğu birkaç yüz metreküp hacmindeki bloklardan, sadece birkaç dm boyutundaki ezilmiş ve kırıklı kaya düşmesine kadar değişebilir. Yoldaki viraj ve kısıtlı görüş mesafesi ile birlikte, yarma topuğu ile şarampol arasında bulunan 2 m genişlikteki hendeğin sınırlı yakalama kapasitesi nedeniyle, kaya düşmeleri trafik için bir tehdit oluşturmaktadır.

Duraysızlık ile ilgili belirtiler, yaprak eklemleri üzerinde aşağı doğru hareket neticesinde açılan bir dizi çekme çatlağıdır. Hareket, yaprak eklemlerinin her birinde bir ezik kaya katmanı oluşturmuştur.



Şekil 14.7 Arazi Örneği II'deki şevde yaprak eklemleri boyunca hareketi ve çekme çatlaklarının yerini gösteren enine kesit.

Şevin enine kesitleri reflektörsüz EDM (elektronik mesafe ölçeri) kullanılarak hazırlanmış olup, yapısal jeolojik verilerin derlenmesi için yamaç aşağı iple sarkma suretiyle yüzey haritalaması yapılmıştır. Kritik eklemlerin yerleri şev yüzeyinde referans noktaları olarak işaretlenmiş; topoğrafik ölçümlerde bunların koordinatlarından yararlanılmıştır. Büyük blokların şekil ve boyutları ile önemli kayma düzlemlerinin konumlarını doğru olarak belirlemede bu bilgilerden yararlanılmıştır. Şev yüzeyinde mükemmel bir kaya mostrası bulunduğundan, jeolojik veri toplamak için elmaslı sondaja gerek olmadığına karar verilmiştir.

14.3.2 Jeoloji

Yarma çok sağlam, iri taneli, bozuşmamış, genellikle birbirine dik olarak yönlenmiş dört eklem takımı içeren bloklu granitte açılmıştır. Baskın yapısal jeolojik özellikler, şev ile aynı yönde eğimli ve şev yüzeyini kesen iki eklem takımı şeklindedir. Bunlardan biri yaklaşık 20-30^0 ile eğimli yaprak eklemleri iken, diğeri de 45-65^0 ile eğimli ikinci bir eklem takımıdır (*J*2). Üçüncü takım (*J*3) şev içine doğru çok eğimli iken, çok eğimli dördüncü takımın (*J*4) yönelimi şev doğrultusuna diktir (Şekil 14.8). Şekil 14.8(a) ve (b)'de yüzey haritalama verilerinin sırayla kontur diyagramı ve stereogramı verilmiştir. Yaprak eklemlerinin devamlı uzunlukları birkaç on metre civarında olup, tüm eklemler için açıklık değeri 5-8 m arasındadır.

Eklem takımlarının oluşturduğu blokların şekil ve boyutlarını gösteren şev enine kesiti Şekil 14.7'de verilmiştir. Blokların kayması yaprak eklemleri üzerinde meydana gelirken, *J*3 eklem takımı şev gerisinde bir dizi çekme çatlağı oluşturmakta ve *J*4 takımı da blokların kenarındaki salıverme yüzeylerini oluşturmaktadır. Haritalama sırasında 150 mm kadar genişlikte çekme çatlakları ile birlikte her büyük bloğun tabanındaki yaprak ekleminde makaslanmış kayalar belirlenmiştir. Blokların hacminin çok büyük olması, süreksizlik açıklıklarının büyük ve devamlılığın da uzun olmasından kaynaklanmaktadır. Şev yüzünün ve yaprak eklemlerinin eğim yönleri birbirinden en çok 20^0 farlılık gösterdiğinden, bu geometri Şekil 2.16 ve 2.18'de görüldüğü gibi bir düzlemsel yenilme oluşturmuştur.

14.3.3 Kaya Kesme Dayanımı

Şekil 14.7'de görülen bloklar, kayanın çok sağlam olmasından ve yenilme düzleminin kırıksız kayadan geçme olasılığı bulunmamasından dolayı sürekli yaprak eklemleri üzerinde kaymaktadır. Bu nedenle, blokların duraylılığı kısmen yaprak eklemlerinin kesme dayanımına bağlıdır. Pürüzsüz, düzlemsel ve hafifçe dalgalanmalı olan yaprak eklemlerinde yüzeylerin hafifçe bozuşması dışında genellikle dolgu bulunmamaktadır. Eklemlerde dolgunun bulunmadığı bu koşullarda kohezyon sıfır olup, kesme dayanımı sadece sürtünmeden ileri gelmektedir.

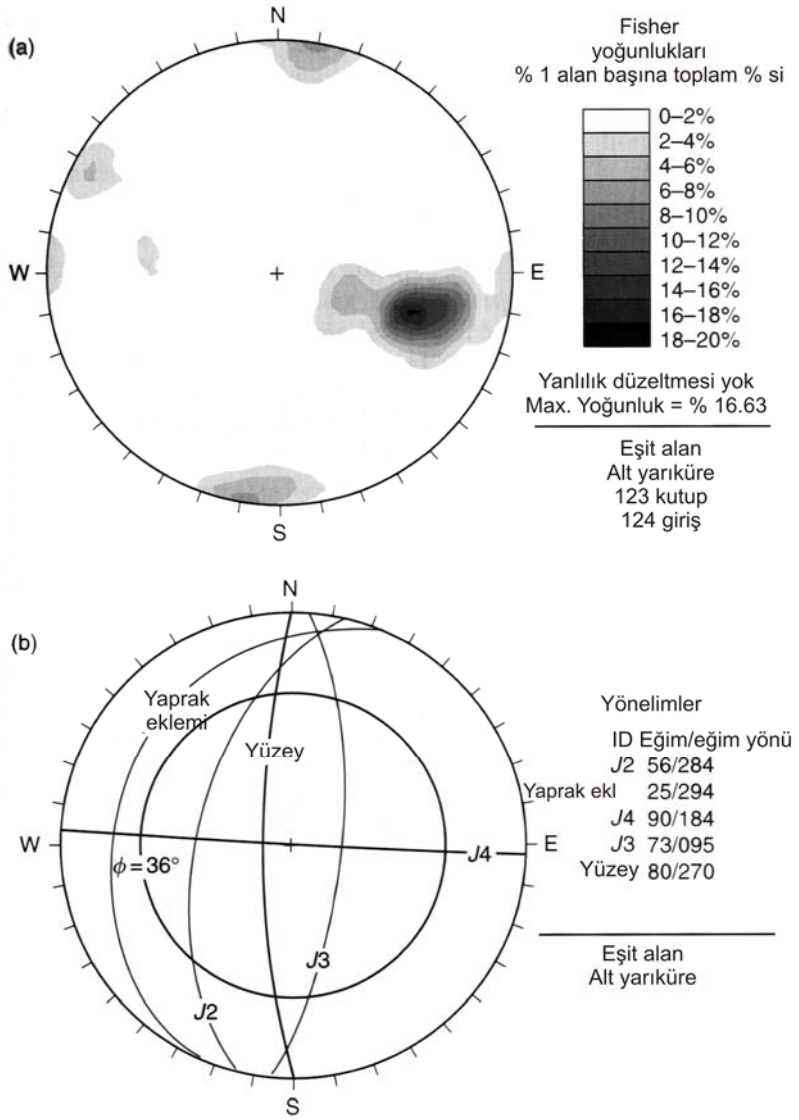
Granitin sürtünmesi (ϕ_r) ve yaprak eklemlerinin yüzey pürüzlülüğünden (*i*) oluşan toplam sürtünme açısı aşağıdaki gibi belirlenmiştir. Sahadan, açık fakat örselenmemiş yaprak eklemi içeren kaya blok numuneleri derlenmiş ve bloktan 100 mm boyutlu deney numuneleri kesilmiştir. Daha sonra, granitin sürtünme açısını belirlemek amacıyla kesme kutusu deneyleri yapılmıştır. Normal gerilmenin (σ) 150, 300, 400 ve 600 kPa değerleri kullanılarak, her numune dört kez deneye tabi tutulmuştur (referans Şekil 4.16). Bu normal gerilme deney değerleri, alttaki yaprak eklem üzerinde etkiyen olası gerilme için aşağıdaki bağıntıdan hareketle hesaplanmıştır:

$$\sigma = \gamma_r H \cos\psi_p \qquad (14.3)$$

Birim ağırlığı (γ_r) 26 kN/m^3, kalınlığı (*H*) 25 m ve 25^0 eğimli (ψ_p) düzlem üzerindeki kaya için normal gerilme 600 kPa'ya eşittir.

Kesme kutusu deneyleri σ = 150 kPa'daki başlangıç deneyinde pik sürtünme

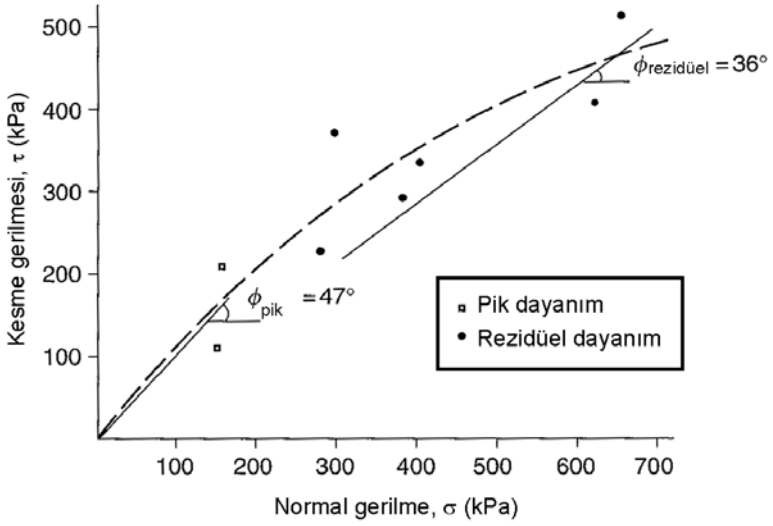
açısının (ϕ_{pik}) 47^0 olduğunu gösterse de, yüksek gerilmelerde bu değer azalarak 36^0'lik rezidüel sürtünme açısına (ϕ_{rez}) düşmüştür (Şekil 14.9). Yaprak eklemleri üzerinde halihazırda meydana gelmiş olan yerdeğiştirmeden dolayı tasarımda rezidüel sürtünme açısının kullanılması daha uygundur.



Şekil 14.8 Arazi Örneği II'deki şevin yapısal jeolojik özelliklerine ait stereonet: (a) Kutup konsantrasyonlarını gösteren konturlu çizim; (b) eklem takımları ve şev yüzeyine ait büyük daireler ile birlikte sürtünme dairesi.

14.3.4 Yeraltı Suyu

Saha, gerek yağmur ve gerekse kar şeklinde olmak üzere bir yüksek yağış bölgesinde yer almaktadır. Şevdeki su basıncını ölçmek için bir piyezometre bulunmasa da; su tablasının düzeyi, en düşük blok tabanında açığa çıkan yaprak eklemindeki sızmaya göre değerlendirilmiştir. Kaya kütlesindeki hacimsel genişleme drenaja yardımcı olacağından, su tablasının genellikle düşük olması beklenmektedir. Ancak, şiddetli yağış olayları sırasında geçici yüksek basınçların yüksek olma ihtimali tasarımda dikkate alınmıştır.



Şekil 14.9 Arazi Örneği II'de granitteki yaprak eklemleri üzerinde yapılan kesme kutusu deney sonuçları.

Tasarımda suyun çekme çatlağı içinde z_w derinliğinde olduğu ve su kuvvetlerinin de hem çekme çatlağındaki (V) hem de kayma yüzeyi boyunca (U) mevcut olduğu kabul edilmiştir.

14.3.5 Depremler

Aktif bir deprem kuşağında bulunan saha için gerçek yer hareketinin fazda olan hem yatay hem düşey bileşenlerden oluştuğu kabul edilmiştir. Bu yer hareketleri aşağıdaki yatay (k_H) ve düşey (k_V) sismik katsayılar kullanılarak tasarıma dahil edilmiştir:

$k_H = 0{,}15$ ve $k_V = 0{,}67 \times k_H = 0{,}1$

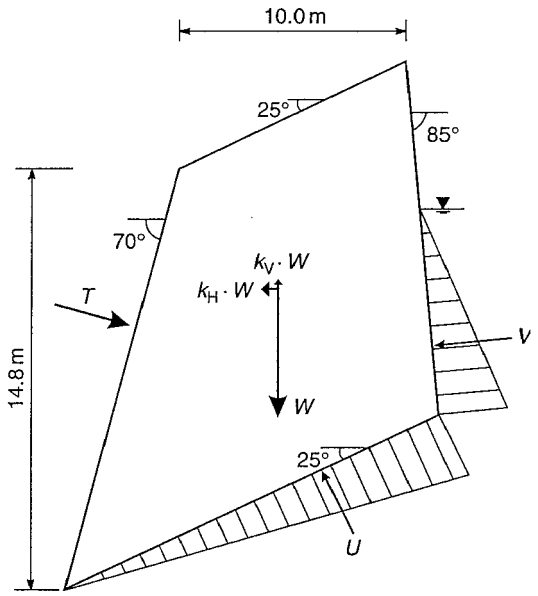
Sismik yer hareketleri, ivmenin iki psödo-statik kuvvet şeklinde etkidiği varsayımıyla tasarıma dahil edilmiştir.

14.3.6 Duraylılık Analizi

25^0 eğimli yaprak eklemleri üzerinde kayan bireysel blokların statik emniyet katsayısı yaklaşık 1,5'tir ($\tan\phi/\tan\psi_p$ = tan36/tan25 = 1,5). Bununla birlikte, yaprak eklemleri boyunca kesme hareketi ve buna karşılık gelen şev gerisindeki çekme çatlağı paterni (Şekil 14.7), bazı durumlarda emniyet katsayısının yaklaşık 1,0'e düştüğüne işaret etmektedir. Hareketin nedeninin eklem yüzeylerindeki su basıncı ile buzun kriko etkisinin, jeolojik zaman içindeki sismik yer hareketlerinin ve inşaat sırasında patlatma hasarının birleşimi olduğu düşünülmektedir. Ayrıca, bir bloğun hareketiyle bitişik bloğun (veya blokların) sürüklenmesi ve hareket sırasında kayma yüzeyi boyunca kaya düzensizliklerinin ezilmesi suretiyle sürtünme açısının azalmasından dolayı, yenilme ilerlemeli olarak gelişmiş olabilir. Kayan blokların duraylılığı; enine kesitin üniform ve şev yüzüne dik olduğu ve kaymanın da şev yüzünü kesen tek bir düzlem üzerinde geliştiği varsayılan bir düzlem duraylılık modeli kullanılarak incelenmiştir. Bu modeli gerçek bir şeve uygulamak için, üç blok yerine eşdeğer ağırlıklı ve aynı duraylılık özelliklerine sahip tek bloğun kullanıldığı basitleştirici bir varsayımda bulunulmuştur.

Eşdeğer tek bloğun şekil ve boyutları aşağıdaki parametrelerle tanımlanmıştır (Şekil 14.10):

Kayma düzlemi eğimi, $\psi_p = 25^0$; çekme çatlağı eğimi, $\psi_t = 85^0$; şev eğimi, $\psi_f = 70^0$; üst yüzey eğimi, $\psi_s = 25^0$; şev yüksekliği, H = 18 m; şev tepesi gerisinde çekme çatlağı uzaklığı, b = 10 m.



Şekil 14.10 Arazi Örneği II'deki şevde kaya blokları topluluğunu modellemek için, tasarımda kullanılan blok enine kesiti.

Bu bloğun duraylılık analizi, çekme çatlağındaki su derinliği yaklaşık 1 m olduğu ve 0,15g'lik bir psödo-statik sismik katsayı uygulandığı zaman emniyet katsayısının yaklaşık olarak 1,0 olduğunu göstermektedir. Bu koşullar için statik emniyet katsayısı 1,53 olup, çekme çatlağındaki su derinliği çatlak derinliğinin %50'sine ulaştığı zaman (z_w = 7,8 m) 1,15'e düşmüştür.

14.3.7 Stabilizasyon Yöntemi

Şev için iki stabilizasyon alternatifi üzerinde durulmuştur. Birincisi, duraysız kayanın patlatılarak hafredilmesi ve sonra (eğer gerekliyse) yeni yüzeyin ankrajlanması; diğeri de, mevcut yüzeyin gerdirilmiş ankrajlarla güçlendirilmesidir. Seçimde dikkate alınan faktörler, inşaat sırasında karayolu trafiği akışının kesikliğe uğramaması ve iyileştirilen şevin uzun dönem güvenilirliğidir.

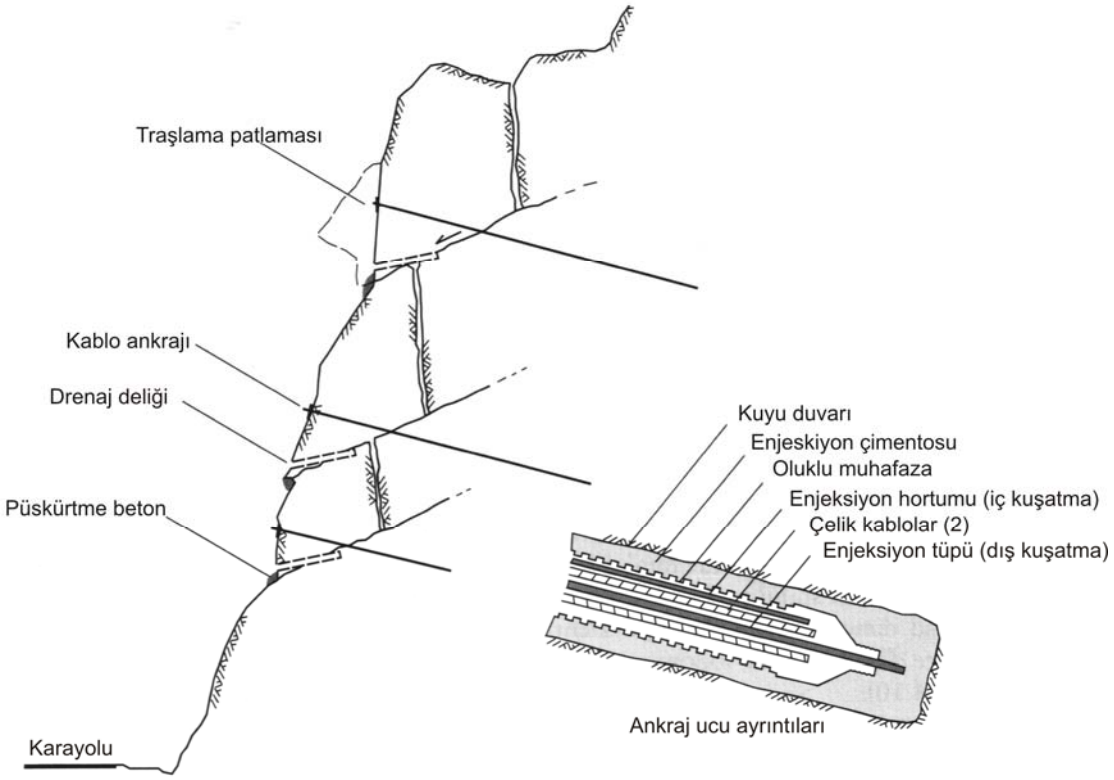
Patlatma işleminin başlıca avantajı, bunun bir uzun dönem çözümü olmasıdır. Bir karşılaştırma olması bakımından, kaya ankrajlarının ömrü, çeliğin paslanması ve başlık altındaki kayanın kötüleşmesinden dolayı birkaç on yıl ile sınırlıdır. Ancak, karayolu trafiğini aksatmamak için küçük patlatmalarla yapılan kaya hafriyatının daha alttaki blokların duraylılığını bozarak büyük ölçekli şev yenilmesine neden olması, patlatma işleminin dezavantajıdır. Alternatif olarak, tek bir patlatma ile tüm gevşek blokların uzaklaştırılmasında, yolun kaya parçalarından temizlenmesi ve yeni yüzeyin düzlenip bulonlanması için birkaç gün gerekir. Yaprak eklemlerinin halen şev yüzeyini kesmesi ve yeni bir dizi potansiyel olarak duraysız blok oluşturması nedeniyle, yeni yüzeyin bulonlanma olasılığı yüksektir.

Stabilizasyon önlemi olarak şeve, yaprak eklemlerini geçerek sağlam kayaya kadar inen bir dizi gerdirilmiş kaya ankrajı yerleştirme seçeneğine karar verilmiştir. Bu alternatifin avantajları, çalışmanın trafiği asgari düzeyde etkileyecek şekilde ilerlemesi ve güçlendirilmiş şev koşulları açısından bir belirsizliğin kalmamış olmasıdır.

Kaya ankrajlama sistemi Şekil 14.10'da görülen şev modeli kullanılarak tasarlanmıştır. Statik koşullarda çekme çatlağının yarısına kadar suyla dolduğu durumda (z_w = 7,8 m) şevin emniyet katsayısını 1,5'e yükseltmek için gerekli ankraj kuvvetinin şevin bir metrelik uzunluğu başına 550 kN olduğu bulunmuştur. Psödo-statik sismik katsayıların uygulanmasıyla emniyet katsayısı yaklaşık 1,0'e düşmüş; analiz yönteminde tutuculuktan dolayı bu değerin tatmin edici olduğuna karar verilmiştir. Etkili bir delme ve ankrajların da çimentolandırılması için, ankrajlar yatayın altında 15°'lik açı ile yerleştirilmiştir. Duraysızlık mekanizmasındaki bazı belirsizlikleri ve yüzeyde gözlenenler gerisinde ilave gevşek bloklar bulunabilme olasılığını dikkate alarak, emniyet katsayısı 1,5 olarak seçilmiştir.

Ankrajların yüzeyde dizilimi, yaprak eklemlerini kesecek ve ankrajların bağ uzunluğu sağlam kaya içine kalacak biçimde, üç bloktan birini güçlendirme esasına göre belirlenmiştir (Şekil 14.11). Şev yüzeyinde ankrajların yerleştirileceği alan dar

olduğundan, ankraj sayısını azaltma gereği ortaya çıkmıştır. Bu amaç için, çekme dayanımı rijit çubuklara kıyasla daha büyük olan örgülü çelik halat kullanılmıştır. Halatların bir başka avantajı da, bunların yerleştirileceği deliklerin trafiği engelleyebilecek bir vinç kullanımı gerektiren bir düzeneğe ihtiyaç olmadan hafif donanımlarla açılabilmesidir. Ayrıca, halat demetleri çubuklardan daha hafif olduğundan ve birbirine eklemeye gerek kalmaksızın bir hamlede yerleştirilebildiğinden, kullanımları daha kolaydır.



Şekil 14.11 Arazi Örneği II'de stabilize edilen şevdeki kablo ankrajlarının vaziyeti ve traşlama patlatması, püskürte beton ile dren deliklerini gösteren enine kesit; ayrıntılı çizimde enjeksiyon tüplerinin düzenlenmesi ile birlikte kablo ankrajının uç kısmı görülmektedir.

Ankraj tasarımının bu tasarımı ve inşaat koşullarını sağlayan ayrıntıları aşağıdaki gibidir:

2 örgülü, 15 mm çaplı, her örgüsü 7 telli ankrajın nihai çekme dayanımının %50'sinde uygulanan çekme yükü = 248 kN

Şekil 14.11'deki gibi dizilmiş üç sıra ankraj için toplam destek kuvveti = 774 kN'dır (3 x 248 = 744). Bu nedenle, düşey sıralar arasındaki gerekli yatay açıklık aşağıdaki gibidir:

$$\text{Açıklık} = \frac{\text{Üç sıra ankraj ile sağlanan ankraj kuvveti}}{\text{1,5 emniyet katsayısı için gerekli ankraj kuvveti}} = \frac{744\ \text{kN}}{550\ \text{kN/m}} \approx 1{,}5\ \text{m}$$

Ankrajlar için bağ uzunluğu (l_b) ankrajdaki çekmeden (T) dolayı gelişen kesme gerilmesinin sondaj deliğinde (çap, d_h = 80 mm) kaya-çimento ara yüzeyinde üniform olduğu varsayılarak hesaplanmıştır. Bağ zonunda sağlam granitik kaya için izin verilebilir kaya çimento bağı kesme

dayanımı (τ_a) 1000 kPa olarak hesaplanmıştır (PTI, 1996). Bağ uzunluğu aşağıdaki şekilde elde edilmiştir:

$$\text{Bağ uzunluğu} = T / (\pi\, d_h\, \tau_a)$$

$$= 248 / (\pi \times 0{,}080 \times 1000)$$

$$\approx 1 \text{ m}$$

Bağ zonlarında çatlaklı zonlarda çimento kaybına izin vermek ve çelik-çimento bağ dayanımının aşılmadığından emin olmak için, ankrajlarda gerçek bağ uzunluğu 2 m alınmıştır (Wyllie, 1999).

Trafik için tehlikeli olabilecek yüzeysel kaya düşmesi riskini asgariye indirmek için, büyük ölçekli duraysızlığı önlemede gerekli olan kablolu ankrajlara ek olarak aşağıdaki iyileştirme önlemleri alınmıştır (Şekil 14.11):

- Üst bloğun yüzeyindeki çıkıntıyı gidermek için traşlama patlatması yapılmıştır. Bu kaya çatlaklı ve marjinal olarak duraylı olduğundan, bu yüzeyde delik açılarak ankraj yerleştirilmesi güvenli değildir.
- Gevşek, yüzeysel kayayı uzaklaştırmak ve sonra kaya blokların daha ileri gevşemesini önlemek için, yaprak eklemleri boyunca çatlaklı kaya damarları önce elle düzleştirilmiş ve sonra da çelik liflerle güçlendirilmiş püskürtme beton uygulanmıştır.
- Yaprak eklemlerini kesmek ve şev içinde su basıncı birikimini önlemek için, püskürtme betonda 4 m derinlikte ve 3 m aralıklı drenaj delikleri açılmıştır.

14.3.8 İnşaat Sorunları

Aşağıda, sahada gerçekte karşılaşılan koşullarla uyum sağlamada inşaat sırasında ortaya çıkan problemler hakkında kısa tanımlamalar verilmiştir.

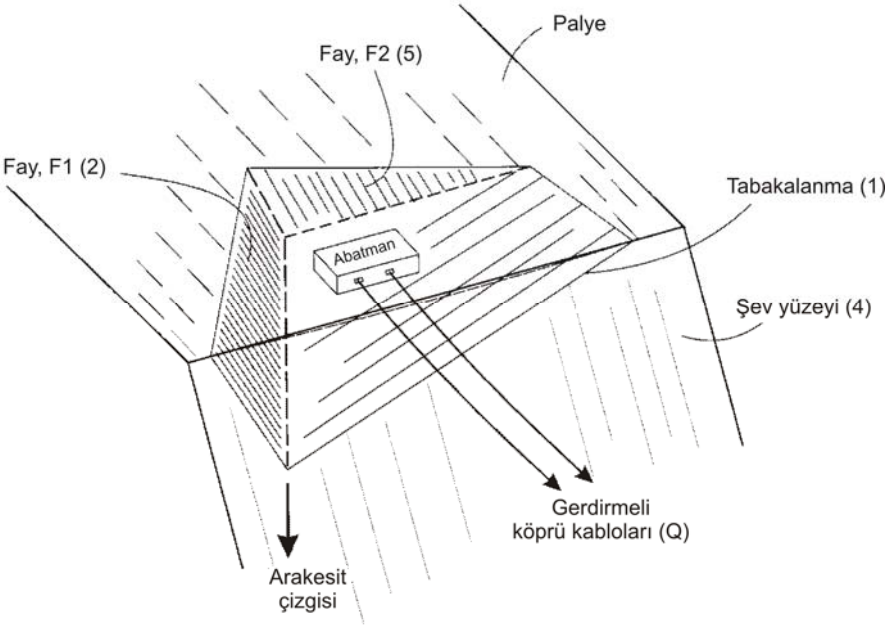
- Delme işlemi, muhafaza borusu kullanmaksızın darbeli sondajla gerçekleştirilmiştir. Yaprak eklemleri üzerindeki kayada delme yaparken kuyuyu açık tutmak ve çekici kaybetmemek için özen gösterilmiştir.
- Sondajın baskı ve dönme bileşenleri kaya yüzeyine ankrajlanmış bir çerçeveye monte edilmiş; sadece ekipmanları bir kuyudan diğerine taşımada vinç kullanılmıştır. Bu düzenleme sayesinde karayolu trafiği fazla etkilenmemiştir.
- Enjeksiyon çimentosu çoğu zaman yüzey gerisindeki çatlaklara kaçtığından, ankraj deliklerinin yüzeye kadar çimentolanması mümkün olmamıştır. 2 m uzunluğundaki bağ zonunun tam olarak çimentolandığından emin olmak için, her deliğin alt kısmı suyla doldurulmuş ve su seviyesini ölçmede kuyu düdüğünden yararlanılmıştır. Çatlaklar içine sızmanın olduğu yerlerde delikler enjeksiyon çimentosu ile yalıtılmış ve sonra tekrar delinmiş; sonra yeniden su deneyi yapılmıştır.
- Ankrajların paslanmaya karşı korunması, çelik halatları çevreleyen oluklu plastik kılıfın iç ve dış boşluğuna enjeksiyonla çimento doldurmak suretiyle sağlanmıştır. Kablo destelerinin sarp şev yüzeyinde çekip çevrilmesini kolaylaştırmak için, çimentolama işlemi sadece ankrajlar deliğe yerleştirildikten sonra uygulanmıştır. Bunu yaparken, aşağıda tanımlandığı gibi, iki enjeksiyon tüpü ve iki aşamalı çimentolama süreci uygulanmıştır. Birincisi, enjeksiyon çimentosunun plastik kılıf içindeki tüpten basılarak kabloların çevresinin doldurulmasıdır. İkincisi ise, oluklu muhafaza borusunun alt başlığından basılan çimentoyla, plastik kılıf ile kuyu arasının doldurulmasıdır.
- Bağ zonunun kapasitesini kontrol etmek üzere yapılan deneyler, Altbölüm 12.4.2'de verilen prosedürler (PTI, 1996) kullanılarak gerçekleştirilmiştir.

14.4 Arazi örneği III – Köprü Abatmanında Kamanın Stabilizasyonu

14.4 Saha Tanımlaması

Bu arazi örneğinde, bir köprü abatmanının duraylılık analizi tanımlanmıştır. Abatmanın oturtulduğu temel, jeolojik yapının kama oluşturduğu sarp bir kaya yüzeyi şeklindedir (Şekil 14.12). Analiz; kamanın şekil ve boyutlarının tanımlanmasını, iki kayma düzleminin kesme dayanımlarını ve dış kuvvetlerin büyüklük ve yönelimlerinin belirlenmesini içermektedir. Kamanın duraylılığı yük koşullarının bir kombinasyonu altında incelenmiş ve kaymaya karşı emniyet katsayısını en az 1,5 olarak veren ankraj kuvveti hesaplanmıştır.

Saha hem yüksek yağışa hem de sismik yer hareketine maruz kalan bir yerdir. Köprü, kaya yüzeyinde kazılan palye üzerindeki beton tepki bloğuna kablolarla bağlanmış, gerdirilmiş bir kablo yapısıdır. Kabloların abatmana uyguladığı kuvvet şev dışına doğru olup, yatayın altında 15 derece eğimlidir. Sahanın yapısal jeolojisi, tabakalanma düzlemi ve abatman altındaki şevde birleşerek bir kama şekilli blok oluşturan iki faydan oluşmaktadır. Şevin duraylılık analizi kaya ankrajlarının kullanıldığı ve kullanılmadığı durumlar için statik ve dinamik emniyet katsayısını belirlemek üzere, kama duraylılık analiz yöntemi kullanılarak yapılmıştır. Abatmanın genel durumu Şekil 14.12'de kamanın şekli ve köprü kuvvetinin (Q) yönelimi ile birlikte görülmektedir. Ankrajlar abatmanın üst yüzeyine yerleştirilmiş olup, yataydan 45^0 aşağı eğimlidirler ve yönelimleri de arakesit çizgisi yönünden 180^0'dir. Şekil 14.12'de kamayı oluşturan beş düzlem Şekil 7.18(a)'ya göre numaralandırılmıştır.



Şekil 14.12 Arazi Örneği II'deki köprü abatmanında kamayı oluşturan beş düzlemin görünümü.

14.4.2 Jeoloji

Kaya az bozuşmuş, sağlam, masif kumtaşı olup, tabakalanma eğimi batıya doğru 22^0'dir (yönelim: 22/270). Saha incelemesi sırasında palye seviyesinden 16 m aşağıda zayıf şeyl ara tabakası içeren devamlı bir tabakalanma düzlemine rastlanmıştır. Bu düzlem, kama bloğunu oluşturan iki düzlem arasında daha az eğimli olanıdır. Şevde ayrıca yönelimleri 80/150 ($F1$) ve 85/055 ($F2$) olan iki

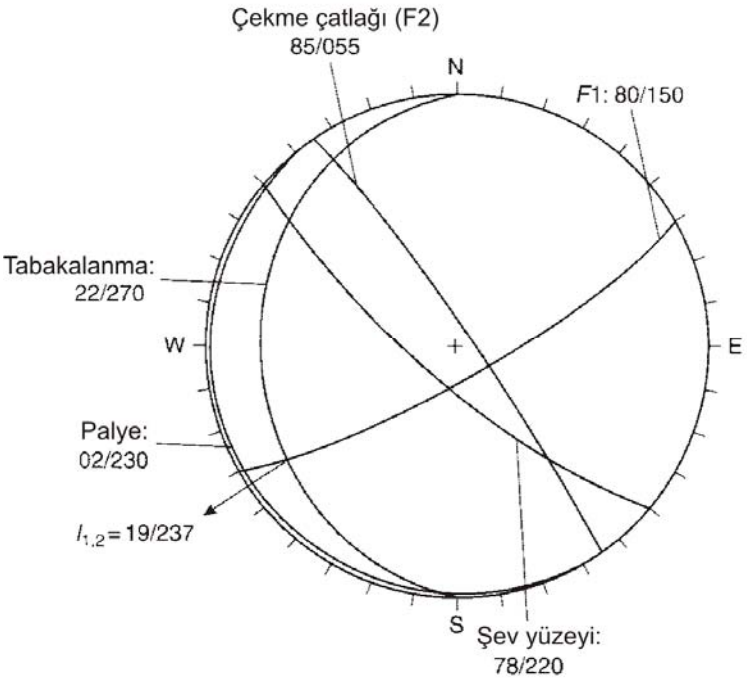
fay bulunmaktadır. Ezilmiş kaya ve fay kili içeren bu düzlemsel fayların onlarca metre uzunlukta olması muhtemeldir. *F*1 fayı kamanın sol tarafında ikinci kayma düzlemini oluşturmaktadır (Şekil 14.12). Kamanın gerisinde çekme çatlağını oluşturan *F*2 fayının tepe noktasından geriye uzaklığı 12 m olup, *F*1 fayının mostrası boyunca ölçülmüştür.

Şekil 14.13'de üç süreksizlik takımı, şev yüzeyi (yönelim: 78/220) ve üst palyenin (yönelim: 02/230) büyük dairelerini içeren stereonet görülmektedir.

14.4.3 Kaya Dayanımı

Duraylılık analizinde hem *F*1 fayının hem de tabakalanmanın kesme dayanımı değerleri gerekli olmuştur. Fay muhtemelen kamanın tüm uzunluğu boyunca devamlıdır. Bunun kesme dayanımı, başlıca ezilmiş kaya ve fay kilinin sürtünmesinden (ve çok az kohezyondan) ileri gelmektedir. Tabakalanma düzleminin kesme dayanımı şeyl ara tabakasının kesme dayanımına eşittir. Her iki malzemenin kesme dayanımı laboratuvarda kesme kutusu deneyi (bkz.Şekil 4.16) yapılarak belirlenmiştir.

Fay dolgusu üzerinde yapılan kesme kutusu deneyleri sürtünme açısının ortalama 25^0 ve kohezyonun sıfır olduğunu göstermektedir. Şeyl için bulunan sürtünme açısı 20^0 ve kohezyon da 50 kPa'dır. Hem fay hem de tabakalanma düzlemleri biraz dalgalanmalı olsa da, makaslamanın kaya yüzeylerden ziyade daha zayıf olan dolgu malzemesi içinde gelişmesi muhtemel olduğundan, bu yüzeylerin efektif pürüzlülüğü sürtünme açısına dahil edilmemiştir.



Şekil 14.13 Şekil 14.12'de görülen köprü abatmanındaki kamayı oluşturan beş düzlemin stereoneti.

14.4.4 Yeraltı Suyu

İnceleme alanı şiddetli yağışlara maruz kalan bir bölgede olup, şev tepesindeki palyenin su altında kalması olasıdır. Bu koşullara dayalı olarak, kamayı oluşturan düzlemler üzerinde maksimum su basınçlarının oluşacağı varsayılmıştır.

14.4.5 Depremsellik

Sahanın sismik katsayısı 0,1'dir. Duraylılık analizinde sismik katsayı, yerçekimi ivmesi ve kama ağırlığı çarpımının kamanın arakesit çizgisi boyunca yatay yönde ve şev dışına doğru etkiyen bir kuvvet ürettiği varsayılan psödo-statik yöntem kullanılmıştır.

14.4.6 Dış Kuvvetler

Kama üzerine etkiyen kuvvetler 1, 2 ve 5 No'lu düzlemler üzerindeki su kuvvetleri, sismik kuvvet, köprü yükü ve kaya ankrajlarıdır. Şekil 14.14'de dış kuvvetler plan ve kesit görünümünde verilmiştir.

Su kuvvetleri 1 ve 2 No'lu düzlemlerin alanları ile su basınç dağılımının çarpımıdır. Sismik kuvvet, yatay sismik katsayı ile kama ağırlığının çarpımıdır. Analiz prosedürü, sismik kuvvetin hesaplandığı kama ağırlığını (hacim çarpı birim ağırlık) belirleme şeklinde yapılmıştır.

Köprü için, gerdirilmiş halatlardan dolayı abatmana gelen yapısal yükün büyüklüğü 30 MN olup, gidiş ve dalımı sırayla 210^0 ve $15^{0\prime}$dir. Gidiş, kaya yüzeyiyle dik açı yapmayan köprü ekseni ile aynı yönde olmakla birlikte; dalım, kablolardaki sarkmanın oluşturduğu eğriselliğin sarkma açısı ile örtüşür.

Kaya ankrajları palyenin üst yüzeyine yerleştirilmiş ve tabakalanma düzlemini geçerek, tabakalanma düzlemine normal gerilme ve (eğim yukarı) kesme gerilmesi uygulamak üzere duraylı kaya içine kadar indirilmiştir.

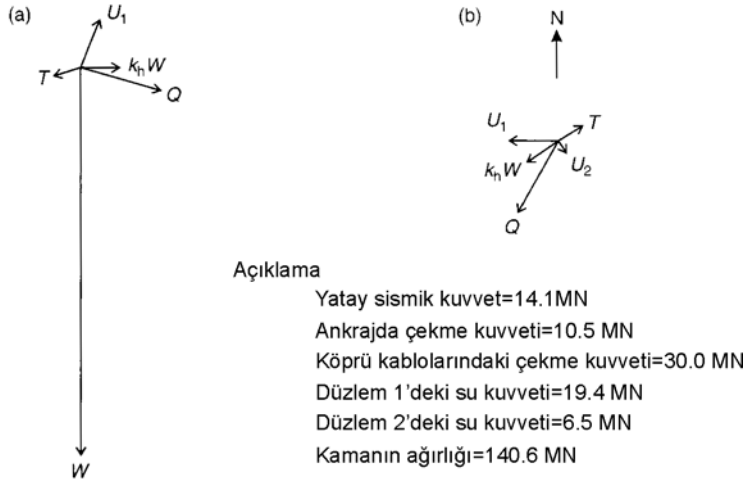
14.4.7 Duraylılık Analizi

Abatmanın duraylılığı Ek III'de tanımlanan kapsamlı kama analiz prosedürüyle birlikte Rocscience (2001) tarafından geliştirilen bilgisayar programı SWEDGE'in 4.01 sürümü kullanılarak gerçekleştirilmiştir. Bu analiz için gerekli girdi bilgileri kamanın şekli ve boyutları, kaya özellikleri ve kama üzerine etkiyen dış kuvvetlerdir. Bu girdi parametrelerinin değerleri ve hesaplanan sonuçlar aşağıda liste halinde verilmiştir.

(i) *Kama şekli ve boyutları*

Kamanın şekli, yönelimleri Şekil 14.13'de verilen beş yüzey ile tanımlanmıştır.

(a) Düzlem 1 (tabakalanma): $22^0/270^0$
(b) Düzlem 2 (*F*1 fayı) : $80^0/150^0$
(c) Düzlem 3 (üst yüzey) : $02^0/230^0$
(d) Düzlem 4 (şev yüzeyi) : $78^0/220^0$
(e) Düzlem 5 (*F*2 fayı; ç.ç.) : $80^0/150^0$



Şekil 14.14 Kama üzerindeki dış kuvvetlerin büyüklük ve yönelimlerini gösteren çizim: (a) Aakesit çizgisi boyunca kesit görünümü; (b) plan görünümü.

1 ve 2 No'lu düzlemler arasındaki arakesit çizgisinin yönelimi aşağıdaki gibidir:

(a) Arakesit çizgisi: $18{,}6^0/237^0$

Kamanın boyutları iki uzunluk parametresi ile tanımlanmıştır:

- Yükseklik, $H1$ (arakesit çizgisinden tepeye olan düşey mesafe): 16 m
- Uzunluk L (düzlem 1 boyunca tepeden çekme çatlağına olan mesafe): 25 m

(ii) *Kaya özellikleri*

Kaya özellikleri 1 ve 2 No'lu düzlemlerin kesme dayanımları ile kaya birim ağırlığını kapsar:

- Şeyl ara tabakası: $c_1 = 50$ kPa, $\phi_1 = 20^0$
- $F1$ fayı: $c_2 = 0$ kPa, $\phi_2 = 35^0$
- Kaya birim ağırlığı, $\gamma_r = 0{,}026$ MN/m^3
- Suyun birim ağırlığı, $\gamma_w = 0{,}01$ MN/m^3

(iii) *Dış kuvvetler*

Dış kuvvetlerin büyüklükleri ve yönelimleri aşağıdaki gibidir.

- Su kuvvetleri yüzeylere dik olup, tamamen doygun koşullardaki değerleri şöyledir:

  $U_1 = 19{,}73$ MN
  $U_2 = 6{,}44$ MN
  $U_5 = 1{,}55$ MN

- Düşey yönde etkiyen kama ağırlığının değeri şöyledir:

  $W = 143{,}35$ MN

- Arakesit çizgisi yönünde etkiyen sismik kuvvet yatay bileşeninin büyüklüğü şöyledir:

  $k_H W = 0{,}1W$
  $= 14{,}1$ MN; yönelimi: $0^0/237^0$

- Yatayın altında 15^0 ve köprünün ekseni boyunca etkiyen köprü kuvveti (Q) şöyledir:

  Q = 30 MN; yönelimi: $15^0/210^0$

- Gerdirilmiş ankrajlarla güçlendirme sağlanmadığı durumda emniyet katsayısı:

  (a) $F_s = 2{,}58$ kuru, statik, $Q = 0$
  (b) $F_s = 2{,}25$ doygun, statik, $Q = 0$
  (c) $F_s = 1{,}73$ doygun, $k_H = 0{,}1$, $Q = 0$
  (d) $F_s = 1{,}32$ doygun, statik, $Q = 30$ MN
  (e) $F_s = 1{,}10$ doygun, $k_H = 0{,}1$, $Q = 30$ MN

- Yükleme koşulları (d) ve (e) için emniyet katsayılarının böyle bir kritik yapı için yeterli olmadığı düşünülmüş ve statik ve sismik emniyet katsayılarının sırayla 1,5 ve 1,25 olması gerektiği belirtilmiştir. Bu emniyet katsayısı değerleri aşağıda verilen köprü yükü ve gerdirilmiş ankraj (çekme yükü T) durumları için elde edilmiştir:

  (a) $F_s = 1{,}54$ doygun, statik, $T = 10{,}5$ MN, $\psi_T = 15^0$, $\alpha_T = 056^0$ (arakesit çizgisine paralel)
  (b) $F_s = 1{,}26$ doygun, $k_H = 0{,}1$, $T = 10{,}5$ MN, $\psi_T = 15^0$, $\alpha_T = 056^0$

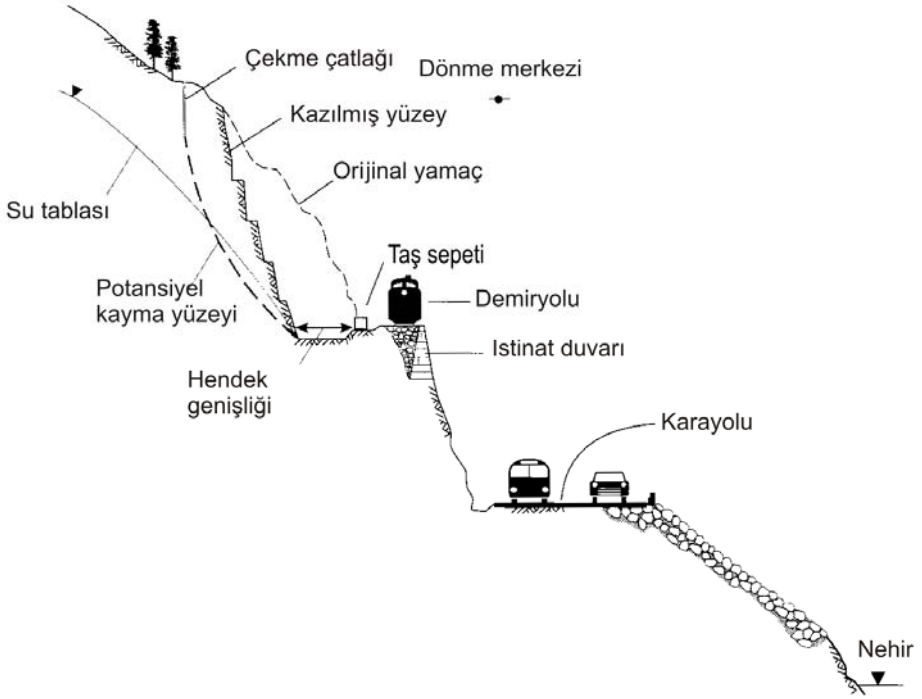
- Güçlendirilmiş kama için emniyet katsayısının, ankrajların yönelimini değiştirmek suretiyle optimize edilebileceği anlaşılmıştır. Ankrajların yöneliminin arakesit çizgisinin yönelimi köprü yükü yönelimi arasında (yani; $\alpha_T = 35^0$) olması halinde, gerekli emniyet katsayısını elde etmek için ankraj kuvvetini 8,75 MN'a indirmek mümkündür.
- Bu örnek çalışmada sadece kamanın duraylılığına değinildiği; gerdirilmiş köprü halatlarının kaya kamasına bağlanma biçiminin ele alınmadığı belirtilmiştir. Ayrıca, hiçbir momentin oluşmaması için, tüm dış kuvvetlerin kamanın ağırlık merkezine etkidiği varsayılmıştır.

14.5 Arazi Örneği IV – Kaya Düşme Hendeği Kazılarının Dairesel Yenilme Analizi

14.5.1 Sahanın Tanımlanması

Bir demiryoluna komşu şevde meydana gelen kaya düşmeleri sonucunda, duraylılık koşullarını iyileştirmek için bir program başlatılmıştır (Şekil 14.15). İyileştirme işleminin başlangıcında yüzeyin belli kısımlarının düzlenmesi ve bulonlama uygulamaları yapılmışsa da, kaya bozuşması devam ettiği ve eklem yüzeylerinde bloklar gevşediği sürece bu çözümün en çok bir-iki yıl işe yarayacağı, ondan sonra yeni düşmelerin meydana geleceği anlaşılmıştır. Demiryolunun düz olmayışı ve bir kaya düşmesi halinde tren katarının durabilmesi için 2 km kadar mesafenin gerekli olmasından dolayı, kaya düşmeleri potansiyel tehlike oluşturmaktadır. Kaya düşmelerine karşı uzun süreli bir koruma sağlayabilmek için, yeni yüzeyden düşebilecek büyük blokları tutabilecek genişlikte bir hendek inşa etmek üzere mevcut yamaç yüzeyinin kazılmasına karar verilmiştir. Çalışma, şev eğiminin delme ve patlatma işlemiyle 75^0'ye indirilmesini ve kaya düşmelerine karşı enerji soğurucu bariyer olarak hendeğin dış kenarına taş sepeti inşasını kapsamaktadır (Wyllie ve Wood, 1981).

İncelenen alandaki demir ve karayolları bir akarsuya komşu kaya yamaçta açılan palyeler üzerin inşa edilmiştir. Demiryolunun geçtiği palyenin altında ve üstünde çok sarp kaya yüzeyleri bulunmaktadır. Rayların 30 m'lik kısmı kâgir bir istinat duvarı ile desteklenmektedir (Şekil 14.15). Demiryoluna komşu orijinal yarmanın yüksekliği yaklaşık 30 m ve şev açısı da 60^0'dir. Şev topuğunda 2 m genişlikteki hendek kaya düşmelerini tutmaya yeterli değildir. Şev kazısı sırasında patlatma yapılmış olmasından dolayı yüzeydeki kayalarda orta derecede hasar meydana gelmiştir.



Şekil 14.15 Arazi Örneği IV'deki demiryolu üzerinde bulunan yamacın geometrisi. Çizimde, şev kazısından sonraki hendek boyutları ile kaya kütlesini kesen potansiyel dairesel kayma yüzeyinin şekli görülmektedir.

Sahadaki iklim koşulları orta derecede yağış ile kış mevsiminde uzun süreli donma sıcaklıkları şeklindedir. Yüzey gerisindeki kaya çatlaklarında buz oluşumu blokları gevşetebilmekte ve sonuçta ciddî bir uyarı vermeden kaya düşmeleri meydana gelmektedir. Kaya düşmeleri daha çok baharda buzların erimeye başlamasıyla oluşma eğilimi göstermektedir.

14.5.2 Jeoloji

Yarma orta sağlam, az-orta derecede bozuşmuş, yaklaşık 0,5-2 m açıklıklar ile 3 m uzunlukta eklemler içeren volkanik tüfte açılmıştır. Doğrultusu şevinki ile 45^0 açı yapan ve eğimi de neredeyse düşey olan tutarlı bir eklem takımı mevcuttur. Bununla birlikte, diğer eklemlerin yönelimleri kısa mesafede değişmektedir. Eklemlerin çoğu, kohezyonlu dayanımı düşük olan kalsit dolgu içermektedir.

Yarmanın tüm uzunluğu boyunca eklemlerde görülen değişken yönelimler ve sınırlı devamlılıklardan dolayı, şevin genelinde yapısal kontrollü duraysızlığın etkisi azdır.

14.5.3 Yeraltı Suyu

İncelenen alandaki düşük yağış miktarından dolayı, şevdeki yeraltı suyunun duraylılık üzerinde fazla bir etkisinin olmadığı düşünülmektedir.

14.5.4 Kaya Kesme Dayanımı

Proje için önemli bir tasarım sorunu, demiryoluna komşu şevin genel duraylılığı ile birlikte bir kaya düşmesi hendeği için bu şevin güvenli bir şekilde yeniden kazılıp kazılamayacağıdır. Potansiyel kayma yüzeyleri kısmen kırıksız kayadan ve kısmen de doğrultusu şeve yaklaşık paralel ve devamlılığı düşük süreksizliklerden geçtiğinden, bu tasarımda kullanılması gerekli kaya dayanımı, kaya kütlesinin dayanımıdır. Kaya kütlesini temsil eden birkaç metre boyutlu numunelerde deney yapma veya şevde kayma yüzeyinin ne kadarlık kısmının kırıksız kayadan ne kadarlık kısmının da eklem düzleminden geçtiğini belirleme olanağı bulunmamaktadır. Bu nedenle, bir sonraki paragrafta açıklandığı gibi, kaya kütlesinin kohezyonunu ve sürtünme açısını yaklaşık olarak hesaplamada iki ampirik yöntem kullanılmıştır.

Kaya kütlesi dayanımını belirlemede kullanılan birinci yöntem, demiryoluna komşu 30 m yükseklikteki mevcut şevin aşağıda verilen adımlarla geriye analizinin yapılmasıdır. Öncelikle, yaklaşık yüz yıl önce kazılmış şev genelinde veya aynı kayanın doğal yamaçlarında bir duraysızlık belirtisi bulunmamaktadır. Bu şev ve yamaçların geçmişte depremlere ve yüksek su basıncına neden olan aşırı yağışlı dönemlere maruz kalmış olması muhtemeldir. Bu nedenle, mevcut şev için emniyet katsayısının 1,5-2,0 arasında olduğu varsayılmıştır. İkincisi, bir kayma yüzeyi oluşturabilecek herhangi bir jeolojik yapı bulunmadığından, Bölüm 8'de tanımlandığı gibi, duraysızlığın sığ bir dairesel kayma şeklinde gelişmesi olasıdır. Üçüncüsü, Altbölüm 14.4.4'de değinildiği gibi, su tablası şevin alt kısmında olup, duraylılık analizleri için 2 No'lu diyagramın (Şekil 8.7) uygulanması uygundur. Dördüncüsü, eklem yüzeylerinde önemli miktarda kil içermeyen bloklu kayada sürtünme açısı 35^0 olarak tahmin edilmiştir; kaya birim ağırlığı da 26 kN/m^3'tür. Bu verileri kullanarak, 30 m yüksekliğinde ve 60^0 eğimli şev için dairesel yenilme tasarım diyagramının da yardımıyla kaya kütlesinin kohezyonu (F_s = 1,75; $\tan\phi/F_s$ = 0,40; c / γH F_s için) yaklaşık 150 kPa olarak bulunmuştur. Kesme dayanımı değerlerini seçmede kılavuz olarak ayrıca Şekil 4.21'den yararlanılmıştır.

Kaya kütlesi dayanımını belirlemede bir karşılaştırma yapmak açısından, ROCLAB programının 1.007 sürümünde (Rocscience, 2002a) Hoek-Brown dayanım kriteri (Şekil 4.5) ile sürtünme açısı 38^0 ve kohezyon da yaklaşık 180 kPa olarak hesaplanmıştır (girdi parametreleri: σ_{ci} = 40 MPa, GSI = 45, m_i = 10; D = 0,9).

Dayanım değerlerinin bu iki grubu birbirine makul derecede yakın olmakla

birlikte, aradaki farklılık kaya kütlesi dayanımını bulmadaki belirsizlikleri ve dayanımdaki bu aralığın duraylılık üzerindeki etkisini incelemek üzere hassasiyet analizlerinin yapılması gerektiğini ortaya koymaktadır.

14.5.5 Hendek ve Şev Tasarımı

Bu proje için iki tasarım problemi, kaya düşmelerini tutacak olan hendeğin boyutları ile bu hendeği inşa etmek için yapılması gerekli kazının duraylılığıdır.

Hendek: Kaya düşmelerini tutmak için gerekli hendeğin derinliği ve genişliği, Şekil 12.21'de görüldüğü gibi, kazı yüzeyinin yüksekliği ve eğimi ile ilişkilidir (Ritchie, 1963). Bu tasarım önerileri gerekli hendek boyutunun planlanan $75^{0\prime}$lik şev açısı için mevcut $60^{0\prime}$lik eğime göre küçüleceğini göstermektedir. Hendek tasarımında bir diğer faktör de, hendeğin dış kenarının eğim açısıdır. Bu yüzeyin çok fazla eğimli ve enerji soğuran malzemeden inşa edilmesi halinde, hendek tabanına düşen kayaların tutulma ihtimali yüksek olacaktır. Bununla birlikte, hendeğin dış kenarının az eğimli olması halinde, düşen kayalar dışarı yuvarlanabilir.

30 m yüksekliğinde ve 75^0 açılı kaya şevi için gerekli hendek boyutları 2 m derinlik ve 7 m taban genişliği şeklindedir. Kazı hacmini azaltmak için, hendek derinliği 1 m'ye düşürülmüş ve hendeğin dış kenarı boyunca enerji soğurucu bariyer olarak düşey yüzeyli bir taş sepeti duvarı inşa edilmiştir.

Şev duraylılığı: Kazılan şevin duraylılığı 2 No'lu Dairesel Diyagram ile incelenmiştir. Planlanan kazıda yüksekliği önemli ölçüde değiştirmeden şev eğiminin $60^{0\prime}$den $75^{0\prime}$ye çıkarılması düşünülmektedir. Yeni şevdeki kaya kütlesi dayanımı ve yeraltı suyu koşulları mevcut şevdeki ile aynı olacaktır. 2 No'lu diyagramda yeni şevin emniyet katsayısının yaklaşık 1,3 olacağı görülmektedir [c / (γH F_s) ≈ 0,275; $\tan\phi/F_s$ ≈ 0,2]. Şekil 14.15'de potansiyel çekme çatlağı ile minimum emniyet katsayısını veren kayma yüzeyinin yaklaşık yeri görülmektedir. Bu lokasyonlar Şekil 8.11'den $X = -0{,}9H$, $Y = H$ ve b/H = 0,15 değerleri kullanılarak belirlenmiştir.

14.5.6 İnşaat Sorunları

İncelenen alandaki kaya, kazıcılar ile sıyrılamayacak kadar sağlam olduğundan, kazı işleminde delme ve patlatma yöntemi uygulanmıştır. Aşağıda, inşaat sırasında karşılaşılan bazı problemler verilmiştir:

Patlatma işlemi düşey deliklerde 4,6 m'lik liftlerle yapılmıştır. Her bir palyenin başlangıcında delme ekipmanı için 1,2 m'lik açıklık gerektiğinden, genel şev açısı 75^0 olacak şekilde basamaklama yapmak gerekmiştir. Üretim deliklerinin çapı 63 mm, toz faktörü 0,3 kg/m^3 ve plan vaziyeti 1,5 m'lik kare paterni şeklindedir.

Şev yüzeyi gerisindeki kayada patlatma hasarını asgariye indirmek için, nihai yüzeyde kontrollü patlatma yapılmıştır. Son sıra delikleri 0,6 m aralıklara yerleştirilmiş olup, kuyu uzunluğu başına 0,3 kg/m'lik yük faktöründeki düşük hız patlayıcısıyla şarj edilmişlerdir. Sınırlı örtü mesafesi ön-makaslama patlatmasını engellediğinden, son sıra delikleri en son patlatılmıştır (yastık patlatması).

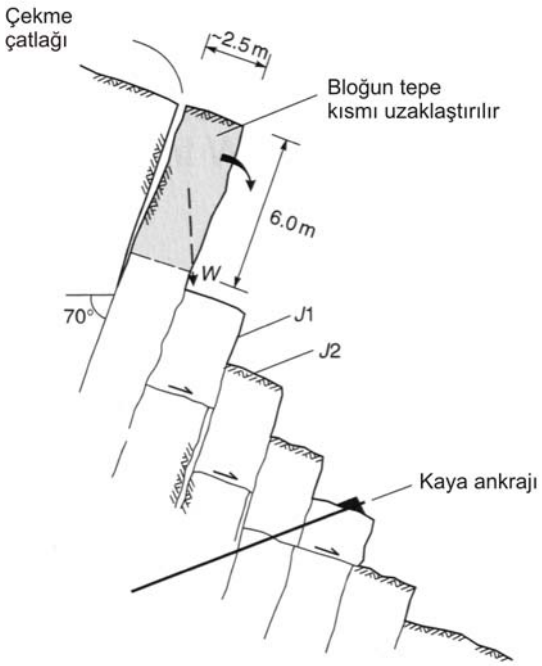
Patlatılan kayanın demir ve karayoluna fırlamasını ve dolayısıyla yolların kapanması zamanlarını asgariye indirmek amacıyla, patlatmada hatların ateşlenme sırası şev yüzüne dik olacak şekilde uygulanmıştır. Rayların patlatma sırasında kaya çarpmalarından etkilenmesini önlemek üzere, her patlatma öncesinde raylar üzerine 1 m kalınlıkta çakıl katmanı serilmiştir. Bu malzeme, tren trafiğini engellemeden çabucak temizlenebilmektedir.

Şev tabanına yakın yerde rayları destekleyen yığma istinat duvarının korunması gerekli olmuştur. Bu koruma, duvardaki titreşimlerin pik partikül hızı 100 mm/s'yi aşmayacak şekilde rötar başına patlayıcı ağırlığını kontrol etmek suretiyle başarılmıştır.

14.6 Arazi örneği V – Devrilme Yenilmesinin Stabilizasyonu

14.6.1 Sahanın Tanımlanması

Bir demiryoluna komşu 25 m yüksekliğinde ve bloklu granitten oluşan kaya şevinde devrilme yenilmeleri meydana gelmektedir (Wyllie, 1980). Şevin üst kısmında blok devrilmesi alttaki kayada parçalanmaya yol açmakta; bu da demiryolu trafiği için tehlikeli olan kaya düşmelerine neden olmaktadır (Şekil 14.16). Sahadaki iklim koşulları yüksek yağış şeklinde olup, sismik açıdan da orta derece riskli bir bölgedir. Kaya düşme tehlikesini azaltmak ve ilave devrilme hareketini önlemek üzere iyileştirme önlemleri alınmıştır.



Şekil 14.16 Arazi Örneği V'de kazı ve ankrajlamayı gösteren idealleştirilmiş devrilme blokları konfigürasyonu.

14.6.2 Jeoloji

Sahadaki granit, bozuşmamış ve çok sağlam olup, ortogonal yönelimlerde üç eklem takımı içermektedir. En baskın olan eklem takımının (*J*1) eğimi 70^0 civarında olup, doğrultusu da demiryolu güzergahına diktir. İkinci takımın (*J*2) doğrultusu da demiryoluna dik olmakla beraber, eğimi yaklaşık 20^0'dir. Üçüncü takım (*J*3) yaklaşık düşey eğimde olup, doğrultusu demiryoluna paraleldir. Eklemler arasındaki açıklık 2-3 m civarındadır. *J*1 takımının devamlılığı 10-40 m arasındadır. Eklemler düzlemsel olmakla birlikte pürüzlü ve dolgusuzdur. Şekil 14.16 ve 1.17'de şevin ve eklenmeyle oluşan blokların boyutuna dair çizimler görülmektedir.

14.6.3 Kaya Dayanımı

Granitin basınç dayanımı 50-100 MPa aralığında olup, kohezyonunun sıfır ve sürtünme açısının da $40\text{-}45^0$ arasında olduğu belirlenmiştir. Sahanın değerlendirilmesi ve bir iyileştirme programı planlanması için yeterli zaman bulunmadığından, bu değerler gözlemsel olarak elde edilmiştir.

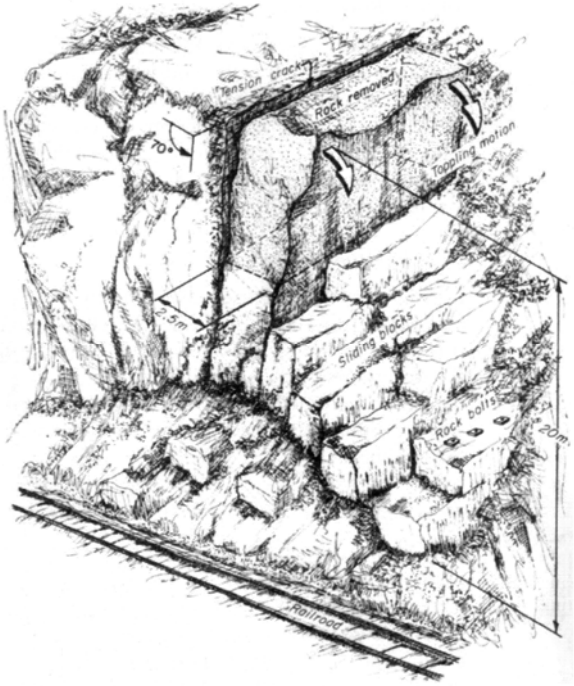
14.6.4 Yeraltı Suyu

Saha, şiddetli yağış ve hızlı kar erimelerine maruz kalmaktadır. Bu nedenle, şevin alt kısmında geçici yüksek su basınçlarının oluşması beklenmektedir. Şev yüzünde açığa çıkan çekme çatlaklarında suyun birikmesi söz konusu olmadığından, şevin üst kısmında su basınçlarının olması ihtimal dışıdır.

14.6.5 Duraylılık Koşulları

*J*1 takımının tekdüze açıklığı ve yöneliminden dolayı şevde yaklaşık 2,5 m genişlikte ve düşey yüksekliği 20 m'ye kadar varan bloklar oluşmuştur. Blok eğimleri yaklaşık 70^0 olduğundan, yükseklik yaklaşık 6 m'yi geçtiği zaman blok ağırlık merkezi taban dışına çıkmaktadır; bu koşul, devrilme için gereklidir (bkz. Şekil 1.10). Şekil 14.17'de görüldüğü gibi, üst bloğun açığa çıkan yüzü yaklaşık 7 m yüksekliğinde olup, bu bloğun devrilmesiyle *J*1 takımı içinde yaklaşık 200 mm genişlikte bir çekme çatlağı gelişmiştir. Üst blok devrilirken daha alt bloklar üzerine itki uygulamıştır. Alt blokların daha kısa olan

uzunlukları, bunların ağırlık merkezlerinin tabanları içinde kaldığı ve dolayısıyla bunlarda devrilme olmadığı anlamına gelmektedir. Ancak, devrilme ile oluşan itki *J*2 eklem takımındaki alt blokların kayması için yeterlidir. Bu takımın eğimi 20^0 ve sürtünme açısı da yaklaşık 40^0'dir; kayan blokların sınır denge analizi, blokların kayması için gerekli itki kuvvetinin blok ağırlığının yaklaşık yarısına eşit olması gerektiğini göstermektedir. Bu kesme yerdeğiştirmesi, düşmelerin kaynağı olan kayada bir miktar çatlaklanma ve ezilmeye neden olmuştur.



Şekil 14.17 Arazi Örneği V için devrilme yenilmesi. Çizimde, patlatma ile hafredilen üst devrilme bloğunun uzanımı ve alt kesimde kaya bulonlarının yerleri görülmektedir.

Sahadaki duraysızlık mekanizması Bölüm 9'da değinilen ve Şekil 9.7'de görülen teorik devrilme mekanizması ile esasen özdeştir. Başka bir deyişle, uzun olan üst bloklar devrilerek daha kısa olan alt blokların kaymasına neden olmuştur. Bu koşullar için olası iyileştirme seçenekleri, ağırlık merkezleri taban içinde kalacak şekilde uzun blokların yüksekliklerinin azaltılmasını veya tabana yakın kesimde kayan bloklara destek kuvvetinin yerleştirilmesini içerir. Üst blokların devrilme eğilimini azaltmak ve alt blokların da kaymasını önlemek amacıyla, bu iki önlem birlikte değerlendirilmiştir.

14.6.6 İyileştirme Yöntemi

Kaya düşme tehlikesini azaltmak ve şevin uzun dönem duraylılığını arttırmak için aşağıdaki üç önlem alınmıştır:

- Gevşek blokları sökmek üzere demiryolu yukarısındaki şev yüzeyinde düzleme yapılmıştır. Bu işlem sırasında, yüzeydeki kaya bloklarının gevşemesine neden oldukları için, açık çatlaklarda büyüyen ağaçlar da temizlenmiştir.
- Alt bloklardan biri boyunca bir sıra kaya bulonu yerleştirilmiştir. Bu işlem, patlatma titreşimlerinden gelebilecek daha ileri hareketleri önlemek üzere şev tepesindeki kazıdan önce yapılmıştır.
- Tepe sıradaki blokların üst 6 m'lik kısmını kazıp uzaklaştırmak üzere patlatma yapılmıştır. Patlatma işlemi, daha aşağı şevde patlatma titreşimlerini azaltmak ve daha ileri hareket oluşması halinde ilave bulonların yerleştirilmesine olanak sağlamak amacıyla, aşamalı olarak yapılmıştır. Patlatma paterni, aralarında 0,6 m açıklık bulunan 6 m derinlikteki deliklerin her patlatmada üç sıra ateşlenmesi şeklinde olmuştur. Patlatmada, deliklerdeki patlayıcı lokumları arasına ayırıcı takozlar yerleştirmek suretiyle hafif patlayıcı şarjı kullanılmıştır.

Bölüm 15

Madencilik Uygulamaları

Alan F. Stewart, P. Mark Hawley, Nick D. Rose ve Brent W. Gilmore*

15.1 Giriş

Açık ocaklardaki kaya şev mühendisliği, bu kitabın daha önceki bölümlerinde verilen gereçlerin tümünün dikkatli bir şekilde uygulanmasını ve uyarlanmasını kapsar. Her cevher kütlesinin ve yerli kayanın kendine özgü özellikleri söz konusu olup, belirgin mineral topluluklarını ve kaya türlerini kapsarlar. Stratigrafi genellikle jeolojik kuvvetlerle karmaşık bir şekilde deformasyona uğramış olabilir. Litoloji, mineraloji, ayrışma, kaya dayanımı, arazi gerilmeleri, jeolojik yapı ve doku ile yeraltı suyu gibi jeolojik ve jeomekanik özellikler farklı çökellerde (hattı aynı çökel içinde) geniş bir aralıkta değişebilir. Şev tasarımcısını bekleyen güçlük, öncelikle duraylılık için bu özelliklerden hangilerinin önemli olduğunun belirlenmesidir. Bir sonraki adım, duraylılık için anahtar parametrelerin tanımlanmasında gerekli bilgileri elde etmeye yönelik araştırmaların planlanması ve uygulamaya konmasıdır. Bundan sonra duraylılık analizleri yapılır ve bulunan sonuçlar deneyim ve yargı ile birlikte kullanılarak, maden planlamacıları ve işletmecileri tarafından kullanılacak şev tasarım ölçütleri geliştirilir.

Açık ocak madenciliğinde optimum şev tasarımı çoğu zaman genel şev açısını azami düzeyde kullanan ve pasa kazısını asgariye indiren tasarımdır. Optimum tasarım aynı zamanda genel şev duraylılığı riskini etkin bir şekilde idare edebilmeli ve maden işletmesi sırasında personel, ekipman ve malzemelerin güvenli ve etkili bir şekilde hareketini sağlamalıdır. Açık ocak maden şevlerinin tasarımı ile ilgili genel metodoloji kitabın bu bölümünde dört kuramsal örnek ile tanımlanmıştır. Bu örnekler, değişik jeolojik ortamlardaki bir dizi maden tasarımı ve kaya mekaniği konularını temsil ederler.

Açık maden ocaklarının çoğu, kaya düşmelerini ve küçük yenilmeleri tutma ve kontrol etme amacıyla tasarlanan palyeler kullanılarak geliştirilmektedir. Ocağın ve şevlerin geometrisi; cevher gövdesinin şekli, palyelerin genişliği ve yüksekliği ve nakliye yollarının yerleri ve çıkışları ile tanımlanır. Şekil 1.5'de tipik bir şev geometrisi görülmektedir. Aşağıdaki örneklerde açıklandığı gibi, rampa arası şevler; nakliye yolları veya çıkışları arasında çoklu palyeden oluşan şev kesitleri olarak tanımlanmaktadır. Cevher ve pasaya erişim sağlamak için giriş yolları gerekli olup, duraylılık sebeplerinden dolayı ya da cevher gövdesinin şekline uyum sağlama adına yol çıkışları gerekebilir. Genel şevler rampa arası şevlerin yanında nakliye yolları ve çıkışları içerirler ve ocak duvarının tepesinden topuğuna kadar uzanırlar.

15.2 Örnek 1 – Porfir Çökelleri

Bu örnekte yeni bir porfirik bakır çökelinin fizibilitesinin bir parçası olarak yapılan bir şev tasarımı ön incelemesi tanımlanmıştır. Madencilik işletmesi ön çalışmaları, maksimum ocak derinliğinin 250 m olacağına işaret etmektedir. Çökelde cevher rezervinin belirlenmesi ile ilişkili keşif sondajı, haritalama ve numune alma dışında önceden yapılan ne bir

* Piteau Associates Engineering Ltd. North Vancouver, BC, Canada.

tasarım çalışması ne de bir madencilik faaliyeti bulunmaktadır.

Sahanın ön incelemesi; mevcut mostraların tektonik haritalaması, sondaj kayıtlarının jeomekanik loglaması ve karotların nokta yükleme deneyi ile seçilen bazı süreksizlik yüzeylerinin doğrudan kesme deneyini içeren bir deney programından oluşacak şekilde gerçekleştirilmiştir. Ayrıca, yönlü karot elde etmek üzere altı sondaj kuyusu açılmıştır. Yeraltı su seviyelerinin gözlenmesi ve potansiyel drenaj gereksinimlerinin sağlanması amacıyla, sahanın değişik yerlerinde açılan sondaj deliklerine piyezometreler yerleştirilmiştir.

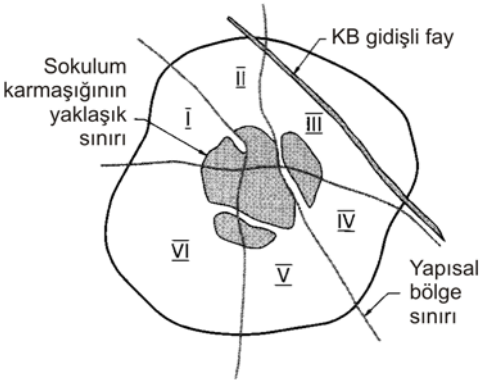
15.2.1 Tasarım Konuları

Planlanan ocağın ortalama derinliğinin 250 m olması beklenmektedir. Kazı işlemi, çökelin kökeni ile ilişkili tutarlı ve devamlı eklemler ve faylar içeren sağlam kaya kütlesi içinde yapılacaktır. Açık ocak şev tasarımının bireysel palyelerin duraylılığı tarafından kontrol edilmesi ve pasa sıyırmasını asgariye indirmek için palye geometrisinin optimize edilmesi beklenmektedir. Vasat bir genel şev yüksekliğinin ve sağlam kayanın yaptığı kombinasyondan dolayı, rampa arası ve genel şev duraylılığı konularının fazla bir önemi yoktur.

15.2.2 Mühendislik Jeolojisi

Bileşim itibariyle dasitik olan porfirik intrüzyon Tersiyer andezitleri ve andezit breşleri içine sokulmuştur. Hidrotemal alterasyon neticesinde potasikden filliğe ve propilitiğe değişen belirgin bir alterasyon zonu oluşmuştur. Kaya kütlesi sağlamlığı açısından, potasik alterasyon kayanın genel sağlamlığını arttırırken, fillik alterasyon kayayı önemli ölçüde zayıflatmış ve süreksizlik dayanımını azaltmıştır. Propilitik alterasyonun genel kaya sağlamlığı üzerindeki etkisi çok az olmuştur.

Tektonik haritalama ve yönlü karot incelemesi sonuçları, ışınsal ve teğetsel bir eklemlenme paterni ile birlikte sokulum kütlesinin merkezinden geçen bir faylanmaya işaret etmektedir. Işınsal eklem takımının (No. 1) eğimi düşeye yakın olup, doğrultusu sokulum karmaşığının merkezine göre yaklaşık ışınsaldır. Orijinal sokulum yapısı ile ilişkili olması muhtemel bu yapılar, cevheri çökelten hidrotermal sistemin gelişmesini kolaylaştırmıştır. Teğetsel takımın (No. 2) doğrultusu 1. takımınkine yaklaşık dik olup, 45-60^0 açıyla merkeze doğru eğimlidir. 2 No'lu takım muhtemelen hidrotermal sistemin göçmesiyle oluşmuştur. Bu iki ana takımın pik yönelimleri, bunların sokulum merkezine olan konumlarına göre değişmektedir.



Şekil 15.1 Yapısal unsurların dağılımı.

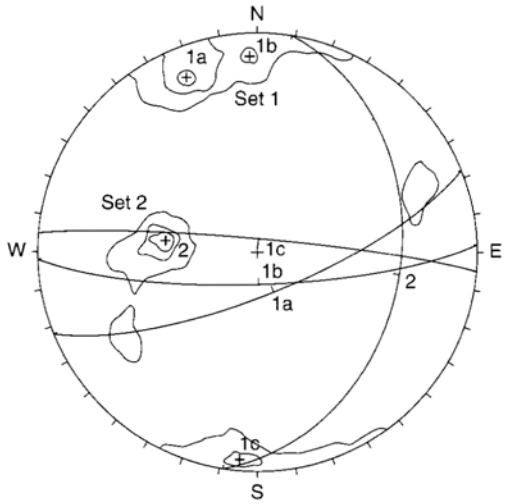
Çökel, süreksizlik yönelimlerinin dağılımına dayalı olarak, Şekil 15.1'de görüldüğü gibi, çökel etrafında ışınsal dağılım gösteren altı yapısal kısıma ayrılmıştır. Her bir yapısal alan içindeki jeolojik yapısal dokunun makul derecede tutarlı olması beklenir. Şekil 15.2'de I No'lu yapısal alana ait süreksizlik dağılımının stereoneti görülmektedir.

Bölgesel olarak, kuzeybatı doğrultulu ve düşeye yakın eğimli faylara sahanın her yerinde rastlanmaktadır. Özellikle, genişliği yaklaşık 10 m olan geniş bir fay zonunun planlanan ocağın kuzeydoğu köşesini keseceği yorumlanmıştır.

15.2.3 Kaya Dayanımı ve Kompetans

Sertliğin, sondaj karotunun jeomekanik loglanması sırasında arazide elde edilen tahminî değerleri (ISRM, 1981b) nokta yük indeksi

sonuçları ile deneştirilmiştir. Kaya dayanımı ile ilgili bu ölçütlerin ikisi de, orta derecede sert bir kaya kütlesine ve serbest basınç dayanımlarının (UCS) yaklaşık 40 ile 100 MPa arasında değiştiğine işaret etmektedir. Fillik alterasyonun yerel zonlarının ortalama UCS değerleri yaklaşık 5 MPa kadar düşüktür.



Şekil 15.2 Yapısal Alan I'deki süreksizliklerin stereoneti.

Sondaj karotlarından seçilen eklemler üzerinde laboratuvarda yapılan kesme kutusu deneyleri, sürtünme açısının mevcut alterasyonun türü ve şiddetine bağlı olarak yaklaşık 30^0 ile 42^0 arasında olduğuna işaret etmektedir. Deney sonuçları ayrıca kohezyonun çok düşük veya sıfır olduğunu göstermektedir. Faylar ve fay dolgusu için ortalama sürtünme açısı yaklaşık 20^0 olup, kohezyon da ihmal edilebilecek derecede düşüktür.

RQD, eklem açılığı, eklem koşulları ve sertlikten oluşan jeomekanik karot loglama verileri derlenmek suretiyle, Bieniawski'ye (1976) göre ortalama Kaya Kütle Puanı (RMR) belirlenmiştir. Kaya kütlesinin özelliklerini belirlemek adına, yeraltı suyu koşullarının kuru olduğu kabul edilmiştir. Ortalama RMR değeri 65 (iyi kaliteli kaya kütlesi) olup, tüm karotlar için fillik olarak ayrışmış kayalarda yaklaşık 35 (kötü kaliteli kaya kütlesi) ile potasik olarak ayrışmış kayalarda yaklaşık 85 (çok iyi kaliteli kaya kütlesi) arasında değişmektedir.

15.2.4 Hidrojeoloji

Araştırma amaçlı sondaj kuyularına başlangıçta yerleştirilen piyezometreler izlendiğinde, planlanan ocağın çoğu kesimlerinde düşük piyezometrik basınçlarla karşılaşılacağı anlaşılmıştır. Ancak, yukarıda tanımlanan ve yeraltı suyu için bir akitard olarak davranması muhtemel olan büyük ve bölgesel fay zonundan dolayı, kuzeydoğu kısmında su seviyelerinin biraz yüksek olduğu gözlenmiştir. Bu fay zonu gibi alanları hedefleyen yerel yatay dren delikleri ile çukur tabanındaki su çekme çukurlarının, beklenen yeraltı suyu hacimlerini kontrol etmeye yeterli olacağı düşünülmektedir. Ocağın ilerlemesi sırasında ilave hidrojeolojik değerlendirmeler gerekecektir.

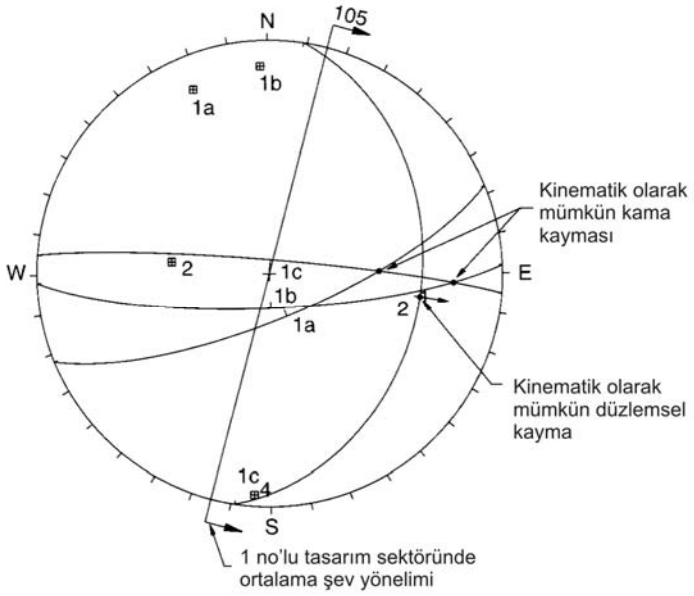
15.2.5 Şev Duraylılık Analizleri ve Şev Tasarımı

Hiçbir yenilmenin meydana gelmeyeceği açık ocak şevlerinin tasarımı genellikle ne pratik ne de ekonomiktir. Bu nedenle, bu konuda daha uygun bir yaklaşım, şevlerin palyeli şekilde tasarlanması, şevlerin oluşan herhangi bir yenilmenin sekilerde yakalanması ve etkin bir şekilde kontrol edilmesi gibi kontrollü koşullar altında kazılmasıdır.

Şev duraylılık analizi başlangıçta bireysel palyelerin sığ yenilmesi veya çoklu palyeleri ya da şevin genelini içeren büyük ölçekli yenilmelerle sonuçlanabilen yapısal süreksizliklerle (yani, eklemler ve faylarla) ilişkili olası yenilme biçimlerinin değerlendirilmesini içerir. Palye tasarımından geliştirilen ve henüz kesin olmayan rampa arası şev açılarına dayalı olarak, nihai ocak şevlerinin derin oturaklı kaya kütlesi yenilme potansiyelini değerlendirmek üzere daha ileri analizler yapılır.

Daha önce değinildiği gibi, kaya kütlesi, sokulum karmaşığının merkezi etrafında pasta şekilli olarak düzenlenmiş altı yapısal alana bölünmüştür (Şekil 15.1). Madencilik ön planına dayalı olarak, kaya kütlesi tutarlı jeolojik yapı ve tekdüze ocak şev yönelimi ile birlikte daha ileri

tasarım kısımlarına veya zonlara ayrılmıştır. Oluşabilecek yenilme biçimlerini belirlemek üzere, her bir tasarım sektörü içinde kinematik değerlendirmeler yapılmıştır (bkz. Şekil 2.21). Kama yenilmesi ve düzlemsel yenilme olmak üzere iki temel yenilme biçimi dikkate alınmıştır. Şekil 15.3'de Yapısal Alan I'de tipik tasarım sektöründe teşhis edilen kinematik olarak mümkün yenilme biçimlerini gösteren bir stereonet verilmiştir. Bundan sonra, hangi yenilme biçiminin tasarı için kritik olduğunu belirlemek üzere, her bir yenilme biçimi için laboratuvarda kesme kutusu deneylerinden belirlenen süreksizlik kesme dayanımlarını kullanarak sınır denge duraylılık analizleri gerçekleştirilmiştir. Kritik yenilme biçimleri, emniyet katsayısı 1,2'ye eşit veya küçük olan kinematik açıdan mümkün yenilmeler olarak tanımlanmıştır. Ayrıca, kritik düzlemsel kaymaların eğim yönü şev ile yaklaşık 30^0'den küçük verevlik yapacak şekilde olup, kritik kama yenilmelerinin arakesit çizgisinin gidişinin şev ile verevliği yaklaşık 45^0'den azdır.



Şekil 15.3 Tasarım Sektörü I'de kinematik olarak mümkün yenilme biçimlerini gösteren stereonet.

Yüzey haritalaması ve sahada yapılan genel gözlemsel çalışmalar eklemlerin tüm kaya kütlesinde devamlı olduğunu ve ortalama devamlılığın yaklaşık 10-15 m arasında olduğunu göstermektedir. Buna göre, bireysel palyelerin yenilmesi üzerinde önemli bir etkiye sahip olmakla birlikte, genel şev duraylılığı açısından sınırlı derecede önemlidirler. Eklemler kadar baskın yapılar olmamasına rağmen, faylar daha devamlı olup, bireysel palyeler de dahil olmak üzere rampa arası şevlerini ve şevin genelini etkileyebilir. Değişik kritik yenilme biçimleri, bunlarla ilişkili emniyet katsayıları ve eklem takımları ile fayların gelişmesini içeren bir değerlendirmeye dayalı olarak, her bir tasarım sektörü için palye duraylılığını kontrol ettiği düşünülen görünür eğim ve dalımlar belirlenmiştir. Patlatılan ve kazılan palye şev açılarının 57^0-62^0 ("geri kırılma açısı") arasında değişmesi beklenmektedir. Palye yüksekliği genellikle delme ve kazı ekipmanının boyutu yanında diğer madencilik planlama durumlarına göre belirlenir. Bu örnekte fizibilite değerlendirmeleri için 15 m'lik palye yükseklik artışı seçilmiştir. Daha sağlam kayalarda 30 m yüksekliğinde çifte palyenin uygun olacağı düşünülmüştür. Çifte palyeler, potansiyel yenilme boyutunun artmasına ve daha geniş yakalama sekisine gerek olmasına rağmen, tipik olarak daha dik eğimli rampa arası şevleri ile genel şevlerin geliştirilmesine olanak verirler. Daha az sağlam kayalarda

kavlama ve kaya düşmeleri yanında palye ölçeğindeki kama ve düzlemsel yenilmeleri kontrol etmede bireysel palyelerin uygun olacağı düşünülmektedir. Daha önce belirlenen ve palye duraylılığını kontrol ettiği öne sürülen palye yükseklikleri, en düşük seki genişlikleri ve görünür eğim ile dalımlar, her bir tasarım sektörü için maksimum rampa arası şev açılarını belirlemede kullanılmışlardır. Tek ve çift palyeler için sırayla 8 ve 10 m'lik seki genişlikleri önerilmiştir. Tavsiye edilen rampa arası şev tasarım ölçütleri şiddetli fillik ayrışmanın olduğu zonlarda tek palyeler için 38^0-42^0 arasında iken, potasik ve propilitik ayrışmalı sağlam kayalarda geliştirilen çifte palyeler için 45^0-49^0 arasındadır. Genel şevlerin derin oturaklı sınır denge duraylılık analiz değerlendirmesi sonuçları, önerilen maksimum şev yükseklikleri ve rampa arası şev açıları için duraylılığın yeterli olduğuna işaret etmektedir.

15.3 Örnek 2 – Stratigrafik Kontrollü Çökeller

Yapısal olarak karmaşık, stratigrafi kontrollü çökellerde şev tasarlama süreci, şiddetlice kıvrımlanmış ve ters faylanmalı sedimenter katmanlarda açılan bir hipotetik açık kömür ocağı kullanılarak aşağıdaki örnekte ortaya konmuştur. Bu örnek, yazarların British Columbia ile Alberta'daki Kanada Kayalı Dağları'nda ve eteklerinde işletilen birkaç madende kazandıkları deneyime dayalı olmakla birlikte, buradaki kavramlar diğer sedimenter istiflere de uygulanabilir.

15.3.1 Tasarım Konuları

Batı Kanada'nın kömür yatakları, Brezilya'nın demir çökelleri ve tabakalı sedimenter, folyasyonlu metamorfik veya katmanlı volkanik kayalarda bulunan diğer pek çok çökel örneğinde olduğu gibi, katmanlı cevher çökelleri eğilmiş, kıvrımlanmış ve/veya faylanmış olabilir. Bu çökeller ocak şevi tasarımlarında çoğu zaman özel sorunlar ortaya çıkarmaktadır. Meselâ, duvar duraylılığı ve şev tasarımı çoğu zaman tabakalanma veya folyasyon yönelimi tarafından kontrol edilir; cevher yatakları sıyırmaya karşı çok duyarlı olabilen bir proje ekonomisi ortaya koyacak şekilde dar olabilir. Ayrıca, yapısal jeoloji çoğu zaman karmaşık olup, kısa mesafelerde bir hayli değişebilir. Stratigrafi ayrıca, görünür kalınlıkta artma, azalma veya traşlanma ile sonuçlanan, her ikisi de katmanların içinde gelişebilen veya bu katmanları kesen normal ve ters faylarla karmaşıklaşmış olabilir. Bu tür çökellerin jeolojik karmaşıklığının madencilik öncesinde tam olarak anlaşılması genellikle zordur (veya pratik değildir). Sonuçta, madencilik sırasında katmanlar ortaya çıktıkça ve haritalandıkça, yorumlamada önemli değişimler meydana gelebilir. Buna göre, tasarım ölçütlerinin esnek ve jeolojik yorumlamadaki önemsiz ve ciddî değişikliklerin ikisine de uygulanabilir olması gerekir.

15.3.2 Mühendislik Jeolojisi

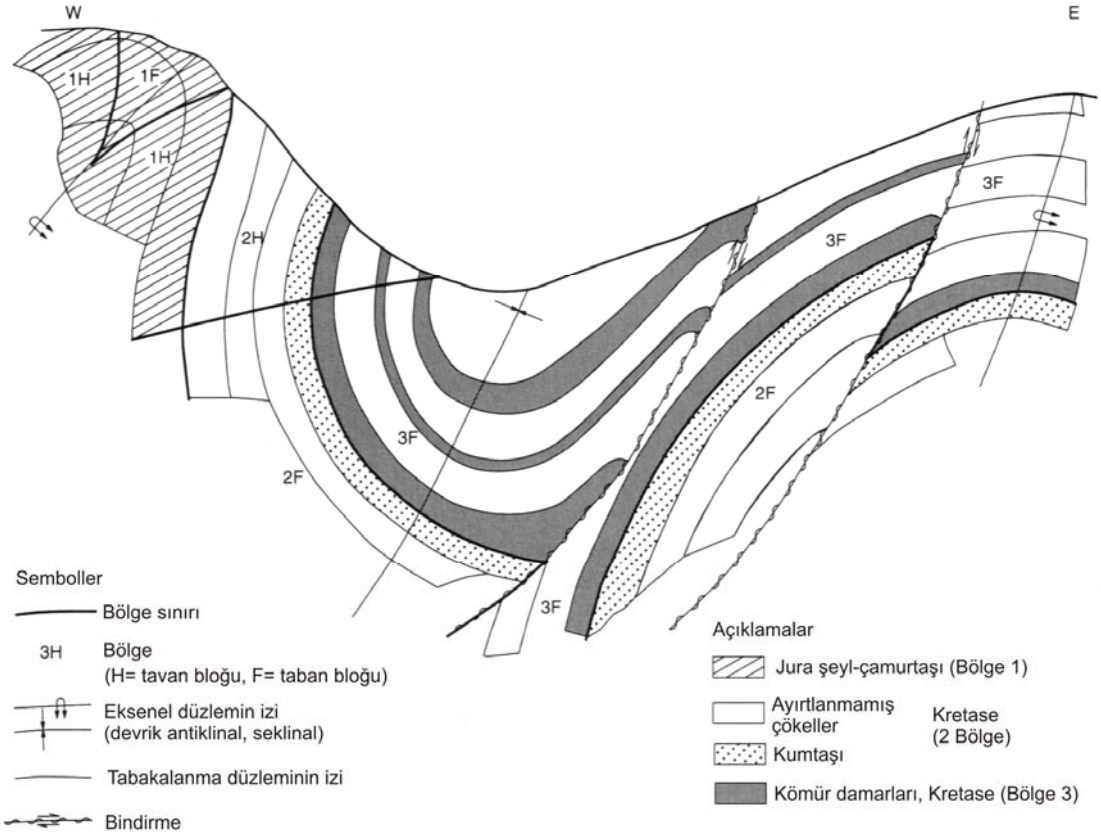
Bu açık kömür madeni ocağı örneğinde stratigrafik istifin tabanı Jura yaşlı kalın şeyl ve silttaşı ardalanmasından oluşmaktadır (Alan 1). Bunlar üzerine Kretase yaşlı karasal silttaşı, kumtaşı ve az miktarda çamurtaşları gelmektedir (Alan 2). Daha üstte yine Kretase yaşlı kömür ara tabakaları içeren karbonatlı çamurtaşı, silttaşı ve kumtaşı bulunur (Alan 3). En alt kömür damarının tabanı nispeten masif, kalın kumtaşı biriminden oluşur. Şekil 15.4'de çökelden geçen tipik jeoloji enine kesiti görülmektedir.

Katmanlar, kenarları devrik antiklinallerle çevrili olan ve çekirdekte bulunan bir senklinal içeren kıvrımlar kazanmıştır. Kıvrım eksen düzlemlerine yaklaşık paralel ters faylar gelişmiş ve senklinal çekirdeğindeki kömür serisini kalınlaştırmıştır.

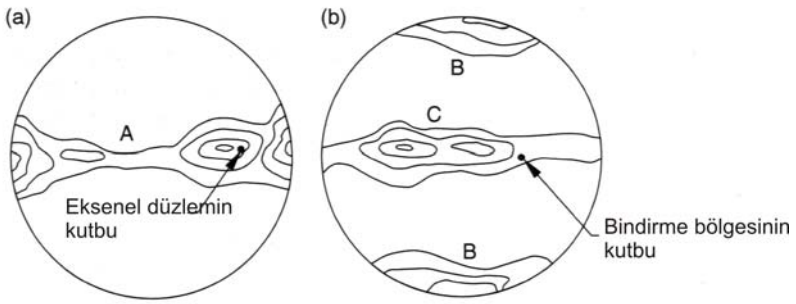
Şekil 15.5'deki stereografik izdüşümler, mostra haritasından elde edilen ana süreksizlik takımlarını göstermektedir. En baskın süreksizlik takımı tabakalanma eklemleridir (A takımı); bu takımın eğimi oldukça değişken olmakla birlikte, doğrultusu nispeten sabittir. Pik yönelimler genellikle bir büyük daire üzerine düşmektedir; bu da silindirik

kıvrımlanma ile uyumludur [Şekil 15.5(a)'da belirginleşen kıvrım eksenine dikkat ediniz]. Tabakalanma eklemlerine ek olarak iki süreksizlik takımı daha vardır:

- B takımı: Doğrultusu tabakalanmaya yaklaşık olarak dik, düşeye yakın eğimli
- C takımı: Doğrultusu tabakalanmaya yaklaşık paralel, eğimi tabakalanma düzleminin normali şeklinde.



Şekil 15.4 Örnek 2 – Kömür formasyonunun tipik jeoloji enine kesiti (Hawley ve Stewart, 1986'dan değiştirilmiş).



Şekil 15.5 Örnek 2 – Süreksizlik kutuplarının stereografik izdüşümleri: (a) Tabakalanma ve tabakalanma eklemleri; (b) enine eklemler ve faylar.

Bu üç süreksizlik takımının hepsi bir arada, kıvrımlı sedimenter kayaların tipik özelliği olan yaklaşık bir ortogonal sistem oluştururlar. Şekil 15.5(b)'de bölgesel ters faylanmanın başlıca yönelimi de görülmektedir.

15.3.3 Kaya dayanımı ve Kompetans

Kırıksız kaya dayanımı, süreksizlik kesme dayanımı ve genel kaya kütlesi kompetansının yaklaşık değerleri jeomekanik karot loglaması, nokta yükleme deneyi ve laboratuvarda serbest

basınç dayanımı ile kesme kutusu deneylerinden elde edilmektedir.

Sedimenter istifin tabanını oluşturan denizel şeyl ve silttaşı ince tabakalanmalı, fisürlü, orta kalitede kayalardır. Kararlılıkları düşük olan bu kayalar açığa çıktığında yıpranma ve kötüleşme eğilimi göstermektedir. Bu kayalar, tek eksenli basınç dayanımları tabakalanma yönünde yaklaşık 35 MPa ve buna dik yönde yaklaşık 80 MPa olacak şekilde kuvvetli anizotropi gösterirler. Tabakalanma eklemleri sık çatlaklı (< 0,3 m) olup, RMR değerleri tipik olarak 40-50 arasındadır (orta kaliteli kaya kütlesi).

Kömür damarının altında bulunan Kretase yaşlı silttaşı ve kumtaşı alttaki Jura yaşlı kayalardan daha masif ve daha sağlamdır. Tabakalanma eklem açıklığı 1 m civarındadır. Serbest basınç dayanımı tipik olarak 150 MPa'nın üzerinde olup, RMR değeri de 60'dan büyüktür (iyi kaliteli kaya kütlesi).

Kömür damarını içeren kayaların kompetansı son derece değişkendir. Alt sınırda makaslanmış kömür damarının serbest basınç dayanımı yaklaşık 14 MPa veya daha az olup, RMR değeri de yaklaşık 30 civarındadır (kötü kaliteli kaya kütlesi). Karbonatlı şeyl ve çamurtaşı biraz daha kompetan olup, serbest basınç dayanımı yaklaşık 25 MPa ve RMR değeri de 40 civarındadır. Kömür damarları arasındaki silttaşı ve kumtaşı seviyeleri en sağlam kayalar olup, kömür damarının hemen altındaki sedimenter kayalara benzemektedir.

Süreksizliklerin kesme dayanımı da süreksizlik tipi, litoloji ve dolgu malzemelerine dayalı olarak geniş bir aralıkta değişim göstermektedir. Kömürdeki faylar, makaslamalar ve tabakalanma eklemlerinin sürtünme açısı yaklaşık 23^0 olup, kohezyonları çok düşüktür. Karbonatlı tabakalanma ve enine eklemlerin kesme dayanımı yaklaşık olarak $\phi = 25^0$, c = 15 kPa iken, karbonatlı olmayan tabakalanma ve enine eklemlerinki $\phi = 36^0$, c = 60 kPa şeklindedir.

15.3.4 Hidrojeoloji

Yeraltı suyu akış sistemi, tabakalanmaya dik yöndekine kıyasla tabakalanma düzlemine paralel yönde daha yüksek hidrolik iletkenlik durumundan dolayı anizotroptur. Kömür damarları ile çatlaklı kumtaşı ve silttaşı birimleri akifer niteliğinde iken, şeyl/çamurtaşı birimleri akitard özelliği gösterirler. Yeraltı suyunun ana akış yönü kıvrım eksenlerinin dalım yönünü takip etmektedir. Morfolojik özellikler genel kıvrım yapısıyla ilişkili olduğundan, alt kotlarda kazılan şevlerin topuğunda artezyen koşulları bulunabilir. Alt yamaçlardaki anormal piyezometrik basınçlarını kontrol etmek için yatay dren deliklerinin açılması gerekmiştir. Yüksek duvarlı şevler tipik olarak orta-iyi derecede drene edilmiş olup, bu duvarlarda genellikle ileri düzey basınç düşürme önlemlerine gerek kalmamıştır.

15.3.5 Yapısal Alanlar

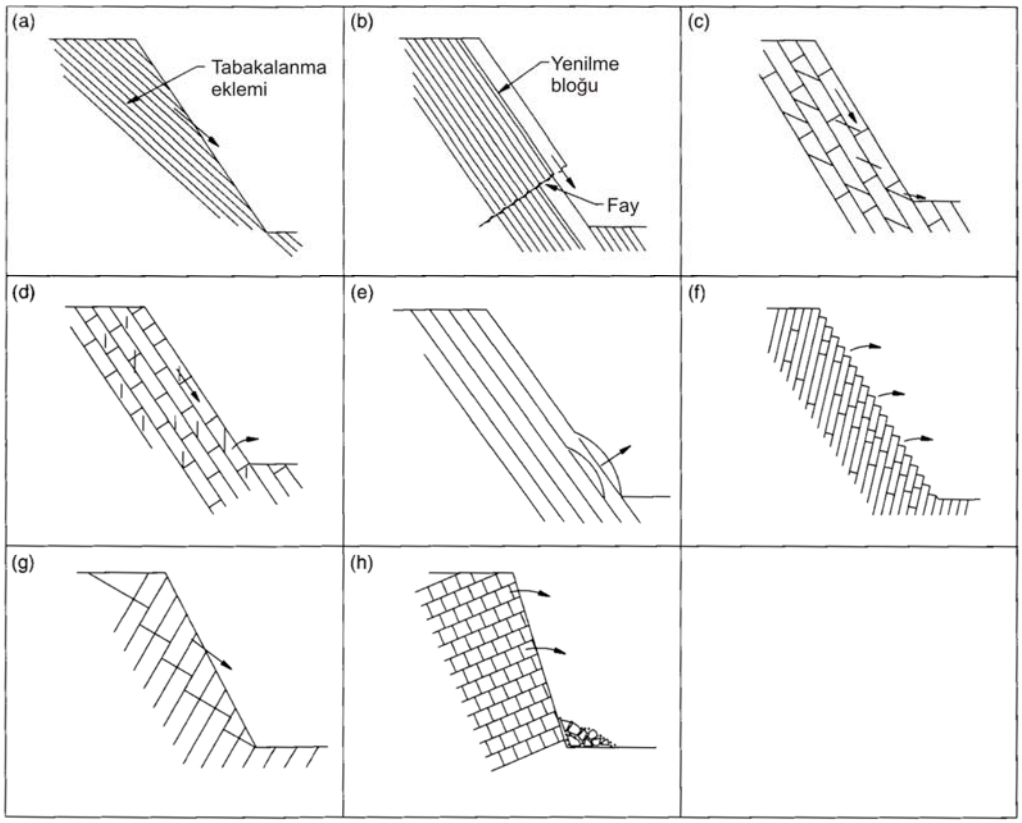
Kaya kütlesi stratigrafi ve kompetans açısından Jura yaşlı şeyl ve silttaşı (Alan 1), taban silttaşı ve kumtaşı (Alan 2) ve kömür damarları (Alan 3) olmak üzere üç yapısal alana ayrılmıştır. Planlanan şev yönelimlerine göre tabakalanma yönelimine dayalı olarak her bir alan da daha alt gruplara ayrılmıştır. Taban bloğu (F) alanları tabakalanma doğrultu ve eğiminin planlanan şev ile aynı yönde olduğu alanlar olarak tanımlanmıştır. Tavan bloğu alanları (H) ise, tabakalanma doğrultusunun şev doğrultusu ile aynı yönde fakat, tabakalanma eğiminin şev içine doğru olduğu alanlar olarak tanımlanmıştır (Şekil 15.4).

15.3.6 Kinematik Analiz

Olası yenilme biçimlerini belirlemek üzere, Bölüm 2'de tanımlanan stereografik izdüşüm teknikleri kullanılarak her bir alan için kinematik değerlendirmeler yapılmıştır. Bu analizler, olası yenilme biçimlerinin tabakalanmaya bağlı şev yönelimlerine (doğrultu ve eğim birlikte) bir hayli bağımlı olduğunu teyit etmiştir. Değerlendirmede göz

önüne alınan kinematik olarak mümkün bazı olası yenilme biçimleri Şekil 15.6'da şematik olarak verilmiştir.

Taban bloğu alanlarında duraylılığı kontrol eden anahtar yenilme biçimlerinin hepsi de tabakalanma süreksizlikleri boyunca kaymaları içerirler. Şevin tabakalanmanın altını kestiği [Şekil 15.6(a)] veya tabakalanmanın fay ile ötelendiği [Şekil 15.6(b)] yerlerde basit düzlemsel yenilmeler gelişebilir. Şev topuğunun makaslanmasını içeren iki eğrili (bilinear) yenilme [Şekil 15.6(c)], kaydıran blok kuvvetinin bir anahtar bloğu şev topuğunda dışarı doğru döndürdüğü yenilme [Şekil 15.6(d)] veya kemerlenme yenilmesi [Şekil 15.6(e)] gibi daha karmaşık yenilme biçimleri de gelişebilir.



Şekil 15.6 Örnek 2 – Kinematik olarak mümkün yenilme biçimleri.

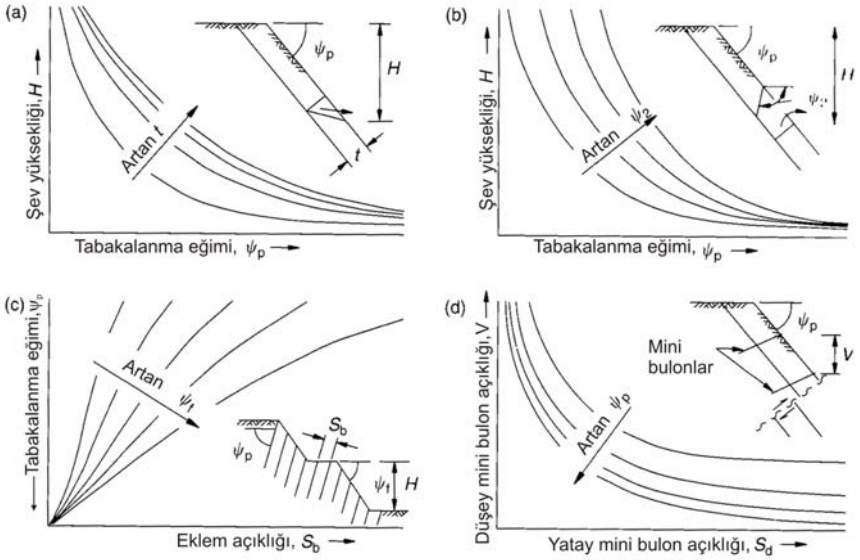
Tavan bloğu alanlarında duraylılığı kontrol eden anahtar yenilme biçimleri; tabakalanmada devrilme [Şekil 15.6(f)], tabakalanma düzlemleri üzerinde serbestlenen enine eklemler boyunca kayma içeren basamak biçimli yenilme yüzeyleri [Şekil 15.6(g)] ve kavlamadır (bireysel olarak kopan kaya bloklarının düşmesi) [Şekil 15.6(h)].

15.3.7 Duraylılık Analizleri

Sınır denge teknikleri kullanılarak, her alandaki başlıca yenilme biçimlerinin her biri için duraylılık analizleri yapılmıştır. Duraylılığın şev geometrisi, tabakalanma yönelimi, tabakalanma eklem açıklığı, kaya kütlesi kompetansı, süreksizlik kesme dayanımı ve yeraltı suyu koşullarındaki değişime duyarlılığını değerlendirmek üzere yenilme modelleri geliştirilmiştir. Basit düzlemsel, kama ve devrilme tipi yenilmeler için kullanılan analiz teknikleri Bölümler 6, 7 ve 9'da sunulanlar ile aynıdır. İki eğrili, topukta dönme ve kemerlenme yenilmesi gibi daha karmaşık yenilme biçimleri Hawley vd. (1986) tarafından

tanımlanana benzer sınır denge yöntemleri kullanılarak analiz edilmiştir.

Taban bloğu alanları için analiz sonuçları, tabakalanma eğimini verilen bir emniyet katsayısını şev veya palye yüksekliği ile ilişkilendiren duraylılık eğrileri şeklinde sunulmuştur. Şekil 15.7'de şematik olarak sunulduğu gibi, her bir yenilme biçiminin tabakalanma eklemlerinin açıklığı veya enine eklemlerin eğimi gibi anahtar parametrelerdeki değişimlere duyarlılığını ve yapay desteklerin ekonomikliğini değerlendirmek üzere çoklu eğriler geliştirilmiştir.



Şekil 15.7 Duraylılık analiz sonuçlarının şematik gösterimi: (a) Düzlemsel yenilme; (b) topukta dönme yenilmesi; (c) devrilme yenilmesi; (d) yapay destekli blok yenilmesi (Hawley ve Stewart, 1986'dan değiştirilmiş).

Tavan bloğu alanlarında potansiyel düzlem, kama ve basamaklı yenilmeleri, Örnek 1'de tanımlanana benzer bir yaklaşım kullanılarak, beklenen geri kırılma açıları cinsinden sunulmuştur. Potansiyel devrilme için analiz sonuçları, tabakalanma eklem eğimi ve açıklığını duraylı palye şev açısı ile ilişkilendiren duraylılık eğrileri şeklinde sunulmuştur [Şekil 15.7(c)].

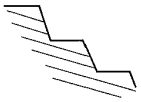
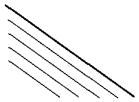
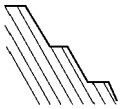
15.3.8 Şev Tasarımı Kavramları

Maden planlamacılarına değişen jeolojik koşullara kolaylıkla uyarlanabilen esnek tasarım ölçütleri sağlamak için, bir dizi şev tasarım kavramı geliştirilmiştir. Her bir kavram temel bir şev tipi ile birlikte spesifik şev tasarım ölçütlerinden oluşmakta; spesifik jeolojik koşullar aralığında verilen alana (domain) uygulanabilmektedir. Tablo 15.1'de temel şev tipleri, bunların uygulanabilirlik aralıkları ve şev tasarımını kontrol eden kritik yenilme biçimleri ile ilişkili değişik şev tasarım kavramları ile birlikte bunlarla ilgili yorumlar verilmiştir.

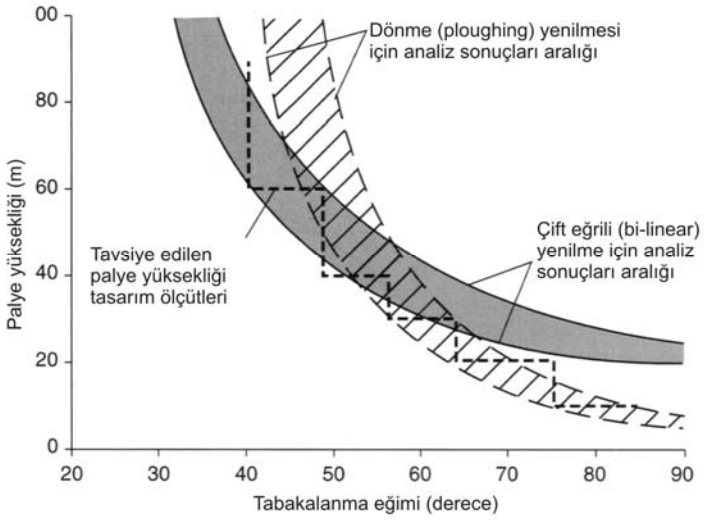
Şev tasarım kavramlarını geliştirmede önce temel bazı şev parametrelerinin maden planlamacıları ile istişare yoluyla tanımlanması gerekmiştir. Bu parametreler, madencilik ekipmanları ve yönetmeliklerdeki yaptırımlara dayalı palye yükseklik artışı ve minimum seki genişliği gibi sabit ölçütler ile, genel tasarım emniyet katsayısı ve kabul edilebilir risk düzeyi gibi daha öznel değerlendirmeleri içerir.

Bazı durumlarda birden fazla şev tasarım kavramı uygulanabilir. Meselâ, geleneksel yaklaşımdan daha dik eğimli bir şev tasarımı sağlayan yapay destek bir alternatiftir. Alternatif şev tasarım kavramları maden planlamacılarına ilave esneklik sağlamıştır. Hangi alternatifin benimseneceğine dair karar, ekonomi analizlerine, işletme uygunluğuna ve diğer ölçütlere dayandırılmıştır.

Tablo 15.1 Şev tasarım kavramları.

Şev tasarım kavramı	*Temel şev tipi*	*Tabakalanma yönelimi*	*Kesit*	*Kritik yenilme biçimleri*	*Uygulanabilirlik*	*Tasarım ölçütleri*
F-I	Palyeli taban blok şevi; tabakalanma altında kazı	Tabakalanma eğimi düşük ve şev ile aynı yönde		Tabakalanma üzerinde basamaklı düzlemsel yenilme	Tabakalanma eklemleri ve süreksizliklerin veya tabakalanma eğiminin sürtünme açısından küçük olduğu alanlar	Palyeli şev kazısı. Palyeler, potansiyel basamaklı yenilmelerin boyutunu sınırlamak ve küçük yenilmeler ile kavlama molozunu tutmak üzere tasarlanır.
F-II	Palyesiz taban bloğu şevi; tabakalanma altında kazı yok	Tabakalanma eğimi düşük-orta ve şev ile aynı yönde		Tabakalanma üzerinde düzlemsel yenilme	Tabakalanma eklemlerinin devamlı olduğu veya tabakalanma eğiminin sürtünme açısından büyük fakat kemerlenme, topukta dönme, iki eğrili ve diğer blok tipi yenilmeleri başlatmaya yetecek kadar büyük olmadığı alanlar.	Şev tabakalanmaya paralel kazılır. Tabakalanmanın altı kazılmaz.
F-III	Palyeli taban bloğu şevi; tabakalanma altında kazı yok	Tabakalanma eğimi orta-yüksek ve şev ile aynı yönde		Kemerlenme, topukta dönme, iki eğrili veya blok tipi diğer yenilmeler	Tabakalanma eklemlerinin devamlı olduğu veya tabakalanma eğiminin sürtünme açısından hayli büyük olduğu alanlar	Şev tabakalanmaya paralel kazılır. Tabakalanmanın altı kazılmaz. Palye yüksekliği blok tipi yenilme potansiyelini kısıtlayacak şekilde tasarlanır. Playe genişliği küçük yenilmeler ile kavlama molozunu tutacak şekilde tasarlanır.
F-IV	Palyesiz, destekli taban bloğu şevi; tabakalanma altında kazı yok			Kemerlenme, topukta dönme, iki eğrili veya blok tipi diğer yenilmeler	Tabakalanma eklemlerinin devamlı olduğu veya tabakalanma eğiminin sürtünme açısından hayli büyük olduğu alanlar	Şev tabakalanmaya paralel kazılır. Büyük boyutlu blok tipi yenilmeleri önlemek için yapay destek uygulanır.
H-I	Palyeli, destekli tavan bloğu şevi	Tabakalanma eğimi yüksek ve şev ile zıt yönde		Devrilme, kavlama	Tabakalanma eklemlerinin devamlı ve yakın açıklıklı olduğu alanlar	Şev kazısı tek palyeler şeklinde yapılır. Devrilmeyi önlemek için az eğimli palye yüzeyleri. Kavlama molozunu tutacak şekilde tasarlanmış minimum seki genişliği
H-II	Palyeli, destekli tavan bloğu şevi			Devrilme, kavlama	Tabakalanma eklemlerinin devamlı ve yakın açıklıklı olduğu alanlar	Palyeli şev kazısı. Devrilme potansiyelini sınırlama, palye yüksekliğini ve/veya palye açısını maksimum yapma ve/veya blok tipi yenilmeleri ve kavlayan molozu tutacak şekilde mevcut palye genişliğini arttırmak için yapay destek tasarımı.
H-III	Palyeli, desteksiz tavan bloğu şevi	Tabakalanma eğimi düşük-orta ve şev ile zıt yönde		Enine eklemler üzerinde düzlemsel, basamaklı düzlemsel, kama; kavlama	Kinematik olarak mümkün diğer yenilme biçimlerine maruz kalmayan alanlar	Palyeli şev kazısı. Potansiyel düzlemsel, kama ve basamaklı yenilmelerin boyutunu sınırlamak ve küçük yenilmeler ile kavlama molozlarını tutma yerleri sağlamak için tasarlanmış palyeler.

Kaynak: Hawley ve Stewart (1986).



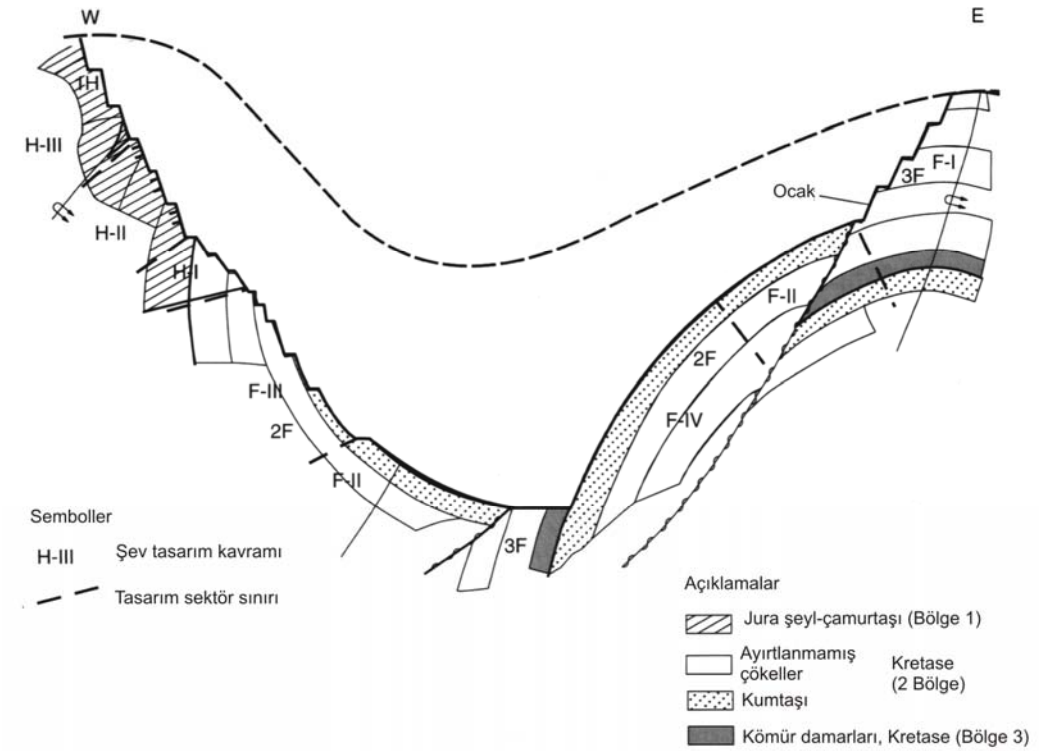
Şekil 15.8 Örnek 2 – Tipik taban bloğu palye yüksekliği tasarım ölçütleri (Hawley ve Stewart, 1986'dan değiştirilmiş).

Duraylılık ve hassasiyet analizi sonuçlarına dayalı olarak, her bir alandaki şev tasarım kavramı için spesifik tasarım ölçütleri geliştirilmiştir. Her bir temel şev tipi için kritik yenilme biçimleri belirlenmiş ve kabul edilebilir şev ve palye geometrisi aralıklarını tanımlamada analiz sonuçlarından yararlanılmıştır. Taban bloğu alanları için, tabakalanma eğimine dayalı olarak izin verilebilir palyesiz yüksekliği tanımlamada düzlemsel, iki eğrili ve topukta dönme yenilmesi analizleri kullanılmıştır (örnek; Şekil 15.8). Tavan bloğu alanları için, duraylılığın devrilme yenilmesi ile kontrol edildiği yerlerde tabakalanma eğim aralığını belirlemede ve devrilmeyi önlemede uygun şev geometrilerini değerlendirmek üzere devrilme yenilmesi analizleri kullanılmıştır. Devrilmeye maruz kalmayan tavan bloğu alanlarında tasarım ölçütleri, küçük kama ve düzlemsel yenilmeler ile kavlamayı kontrol etmek için gerekli minimum seki genişliklerine ve kestirilen geri kırılmaya dayandırılmıştır.

15.3.9 Geçici Tasarım

Geçici şev tasarımı daha önce tanımlanan şev tasarımı kavramlarına dayalı olarak hazırlanmıştır. Planlanan şevlere dik yönde düzenli aralıklarla ayrıntılı jeoteknik kesitler çizilmiştir. Her kesitte geçici olmak kaydıyla ocak tabanı ve şev topuğu belirlemek üzere maden planlamacılarına danışılmıştır. Şev topuğundaki tabakalanma alanı ve yönelimine dayalı olarak uygun bir şev tasarım kavramı seçilmiş ve uygulanmıştır. Bu şev tasarım kavramı, koşulların aynı kaldığı yerlere kadar, şev yukarı yönde genişletilmiştir. Koşulların artık uygulanamadığı bir noktaya erişildiğinde yeni bir şev tasarım kavramı seçilmiştir. Şev duvarının tüm yüksekliği geliştirilene kadar ve her jeoteknik enine kesitte şev tepesine erişilene kadar bu süreç tekrarlanmıştır. Şekil 15.9'da daha önce Şekil 15.4'de verilen tipik enine kesite bu tekrarlı sürecin nasıl uygulandığına dair bir örnek verilmiştir.

Pratik bir genel şev tasarımını başarmak için, kesitler arasında şev geometrisini harmanlamak gerekli olmuştur. Tabakalanmadaki yerel dalgalanmaların, fayların ve diğer jeolojik karmaşıklıkların üstesinden gelmek için, palye yükseklikleri ve seki genişliklerinin yerel olarak değiştirilmesi zorunlu olmuştur. Geçici tasarım işlemi tamamlandıktan sonra, genel veya derin oturaklı bir şev duraysızlığı potansiyelinin değerlendirilmesi yapılmış ve genel şev duraylılığı hedeflerini minimum düzeyde karşılama şartı için şev geometrilerinde değişiklikler yapılmıştır.



Şekil 15.9 Örnek 2 – Tipik jeolojik enine kesite uygulanan şev tasarım kavramları (Hawley ve Stewart, 1986'dan değiştirilmiş).

15.4 Örnek 3 – Zayıf Bir Kaya Kütlesinde Derin Oturaklı Deformasyon

Zayıf kaya kütlesi koşulları özellikle cevher çökelinin ayrışma veya karmaşık yapısal zonlarla ilişkili olduğu yerler başta olmak üzere çok çeşitli cevher çökel tiplerinde gözlenebilir. Bu koşullarla ilişkili litolojiler, aşağıdakiler de dahil olmak üzere çok geniş bir aralıktaki jeolojik ortamları temsil etmede dikkate alınabilir: (i) hayli çatlaklı plütonik kayalar (örnek, bakır porfir yatakları); (ii) metasedimenter veya metavolkanik kayalar (örnek, makaslama zonlarında altın yatakları) veya (iii) mafik volkanik kayalar (örnek, asbest yatakları). Bu örnek, açık ocak derinlikleri 300 ile 500 m arasında değişen dört maden işletmesinden sağlanan deneyimlerin birleşimine dayalı bir arazi örneğidir. Bu projeler arasındaki temel benzerlik, şev duvarlarının birinin topuğunda mostra veren ve cevher gövdesinin sınırını tanımlayan düşeye yakın bölgesel bir fay ya da makaslama zonu ile ilişkili zayıf kaya kütlesinin varlığıdır. Genel anlamda bu zayıf kaya kütleleri değişik derecelerde ayrışmış ve yapısal olarak karmaşık olup, yüksek yeraltı suyu basınçları içermektedir. Yeraltı suyunun yapısal jeoloji ile bölümlenmesi ve kaya kütlesinin düşük iletkenliğinden dolayı, şevde basınç azaltma işlemi zordur.

15.4.1 Tasarım ve İşletme Konuları

Şev topuğunda hayli şekil değiştirebilir zayıf kaya kütlesindeki gerilme konsantrasyonlarına veya şev yüzeyi gerisinde hatırı sayılır mesafelere uzanan sıkışma veya devrilme gibi karmaşık yenilme biçimlerine bağlı olarak, büyük ölçekli ocak şevleri derin oturaklı deformasyona maruz kalabilir. Bu koşullar, tasarımda uygulanmak üzere çoğu zaman birçok analitik ve ampirik yaklaşımlar gerektirir. Ancak, başlangıçtaki

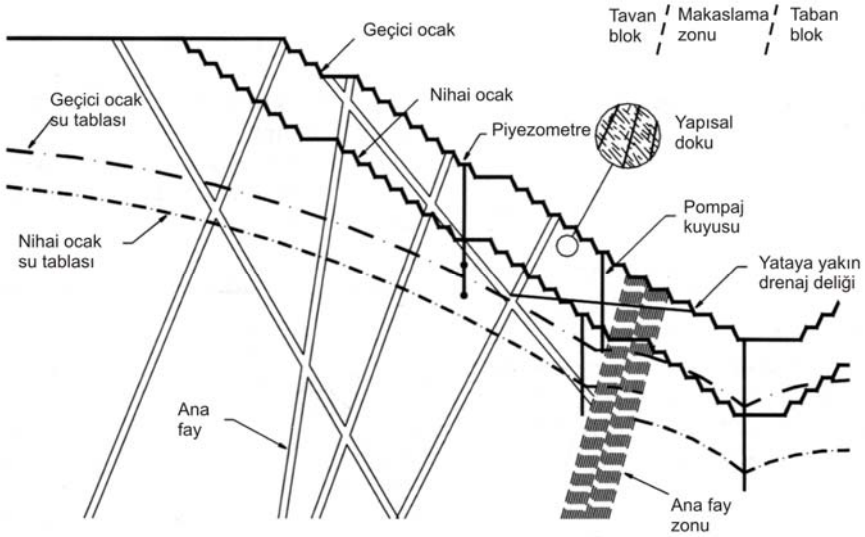
şev performansını yeterli ölçüde kestirebilme konusunda sınırlamalar olabilir. Buna göre, madenciliğin ilk aşamalarında, gelecekteki şev performansının değerlendirilebileceği bir deneyim elde etmek adına, tutucu şev açıları gerekebilir. Bu deneyim elde edildikten sonra, nihai şev tasarımlarının optimizasyonuna olanak veren deterministik, probabilistik, ampirik ve sayısal modelleme değerlendirmeleri şev performansına göre kalibre edilebilir.

Derin oturaklı deformasyon yılda onlarca metre büyüklükte şev hareketlerine neden olabilir. Bu nedenle, artan şev hareketi hızlarına karşı önceden uyarı sistemleri sağlamak için, kapsamlı bir şev hareketi izleme sistemi gereklidir. Bunun için tipik olarak yansımalı topoğrafik ölçüm prizmalarından oluşan bir ağ, tel ekstansometreleri ve kritik alanlarda kuyu inklinometreleri gereklidir. Maden tasarımlarına esneklik kazandırmak için, gerekli olduğu hallerde duraysızlık alanlarını iyileştirmek üzere stabilizasyon önlemleri uygulanabilecek şekilde, ihtimal planlamasına da gerek vardır.

Ocak şevlerinin kritik karakterine, madencilikte önemli altyapının yerine ve maden planının esnekliğine (örnek; tek rampaya karşı ikili, çoklu rampa girişleri), bağlı olarak, UDEC (bkz. Bölüm 10) gibi süreksiz ortam modelini kullanan deformasyon analizleri gerçekleştirilebilir. Deformasyon analizleri şev deformasyon kontrolünü çok iyi anlamanın yanında ayrıntılı şev izleme ve yeraltı suyu bilgilerini gerektirir. Yeterli kalibrasyon yapıldığı takdirde, hareket eşiği ölçütlerine ve ihtimal planlarının geliştirilmesine olanak verecek şekilde, bu modeller olası şev davranışını kestirebilir.

15.4.2 Mühendislik Jeolojisi

Şevin mühendislik jeolojisi Şekil 15.10'daki enine kesitte verilmiştir. Jeoloji, ayrıntılı ocak haritalamasına ve karot loglamasına dayalı olarak çıkarılmış olup; yapısal jeoloji yorumlaması da yönlü karot sondajına ve mevcut ocağın yapısal haritalama izdüşümlerine dayalıdır.



Şekil 15.10 Örnek 4 – Derin oturaklı deformasyona maruz kalan açık ocak şevinin mühendislik jeolojisi enine kesiti.

50 m genişliğindeki bir bölgesel fay zonunun doğrultusu yaklaşık olarak şev yüzeyine paralel olup, eğimi de alt ocak şevi içine doğru 80°'dir. Şekil 15.10'da görülen kaya birimleri fayın konumuna göre Tavan Bloğu, Taban Bloğu ve Makaslama Zonu olarak

adlandırılmıştır. Ana fay zonu ile ilişkili ikincil faylar ve eklemlerin doğrultusu şeve paralel olup, eğimleri 65-80^0 ile şev içine doğrudur. Bu yapıların birleşik etkisiyle derin oturaklı bir devrilme potansiyeli ortaya çıkmıştır. İkinci bir yapısal set ise, 45-65^0 açı ile ocağa doğru eğimli olan faylar ve eklemlerden oluşmaktadır (yapısal dokunun ayrıntılarına bakınız). Bu takımdaki devamlı eklemler palye yüzeylerinin geometrisini kontrol etmekle birlikte daha az eğimli rampa arası bölgelerde ve şevin genelinde şev yüzeyini kesmemektedir.

15.4.3 Kaya Dayanımı ve Kaya Kütlesi Kompetansı

Genel durum itibariyle, faylardaki en zayıf kayalar makaslama zonunda, en sağlam olanları da tavan ve taban bloklarında bulunmaktadır. Süreksizlik yüzeylerinin ve fay dolgusunun kesme dayanımları, kesme kutusu deneyleri ile birlikte mevcut yenilmelerin geriye analizlerinden elde edilmiştir. Fayların ve eklemlerin sürtünme açıları sırayla 23^0 ve 30^0 olup, her iki süreksizlik tipine ait kohezyon değerleri 0 ile 50 kPa arasında değişmektedir.

Kırıksız kaya dayanımı ile Hoek-Brown "örselenmiş" kaya kütlesi dayanımları, parametrelerin ortalama değerleri parantez içinde olacak şekilde Tablo 15.2'de verilmiştir. Eşdeğer Mohr-Coulomb dayanım parametreleri, rampa arası ölçekte ortalama gerilme koşullarını yansıttığı düşünülen 0,1 MPa'lık normal gerilme kullanılarak hesaplanmıştır.

15.4.4 Hidrojeoloji ve Şevin Basıncını Azaltma Önlemleri

Kaya kütlesinin hidrojeolojisi, yeraltı suyu akışına yapısal bariyer olarak davranan hayli eğimli faylar tarafından bölümlere ayrılmıştır. Genelde, cevher gövdesi ve ana yapısal zonları ile ilişkili ayrışmadan dolayı kaya kütlesinin iletkenliği düşüktür. Maden işletmesi sırasında şevde doğal olarak bir miktar basınç azalımı meydana gelmiş olsa bile, şev içinde önemli miktarda rezidüel piyezometrik basınçlara yol açan asılı yeraltı suyu koşulları bulunabilir.

Ocak şevinde basınç azaltma önlemleri tipik olarak yataya yakın (hafifçe yataydan yukarı) ve 200-300 m uzunluklarda dren deliklerinin açılmasından oluşmuştur (Şekil 15.10). Çok eğimli ve iletkenliği düşük yapılar içeren kaya kütlelerinde açılan yataya yakın dren delikleri, şevde basınç azaltma için ekonomik olmuştur. Bir sonraki madencilik aşamasının arkasına kadar nüfuz edecek kadar uzun olan dren deliklerinden oluşan ileri düzey basınç azaltma yöntemi ile, özellikle kesme dayanımı düşük malzemelerde konsolidasyonun meydana geldiği yerlerde duraylılıkta önemli gelişmeler elde edilmiştir. Şev basıncını azaltmada diğer pratik yöntemler düşey pompaj kuyuları ile düşey drenlerden oluşmaktadır. Su basınçlarının duraylılık üzerine etkilerinin çok büyük olduğu yerlerde açılması uygun olan yeraltı drenaj galerilerinin maliyetinin bu uygulanama için çok yüksek olduğu bulunmuştur.

Tablo 15.2 Kaya kütlesi dayanım parametrelerinin özeti.

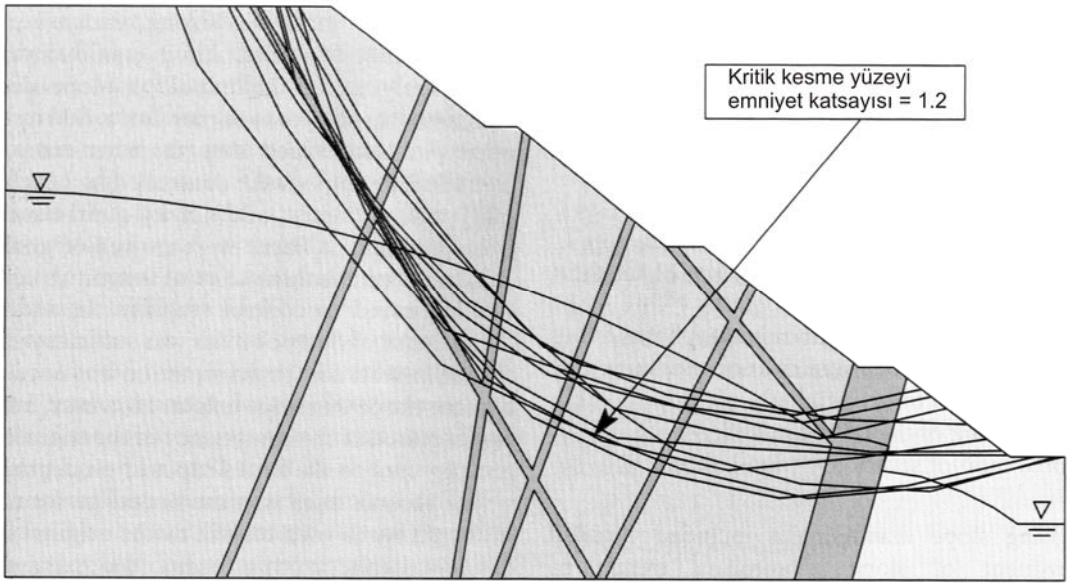
Kaya tipi	*Kaya Kütle Puanı (RMR)*	*Serbest basınç dayanımı* (MPa)	*Kırıksız kaya sabiti,* m_i	*Sürtünme açısı,* ϕ (^{0})	*Kohezyon, c* (kPa)
Tavan Bloğu	35-45 (40)	25-40 (35)	15-25 (20)	32	300
Makaslama Zonu	25-30 (25)	15-25 (25)	15	17 23[a]	190 50[a]
Taban Bloğu	40-60 (50)	25-75 (50)	15-25 (20)	40	400

Not
[a] Geriye analiz ve laboratuvar kesme kutusu deneyinden bulunan dayanım.

15.4.5 Şev Duraylılık Analizleri

Rampa arası yüzeyler ile genel şev duraylılığını değerlendirmede, kinematik olarak mümkün yenilme biçimleri için sınır denge kaya kütlesi analizleri kullanılmıştır. Planlanan şev tasarımlarının daha ileri analizleri için uygun malzeme dayanım parametrelerini ortaya koymak için, önceki duraysızlıkların ve yeni inşa edilen şevlerin geriye analizleri yapılmıştır. Duraylı şev geometrilerini duraysız olanlarla karşılaştırmak için, bu değerlendirmeler ampirik şev yüksekliği-şev açısı ilişkileri geliştirmek suretiyle desteklenmiştir. Değişik şev açılarındaki kritik rampa arası ve genel şev yüksekliklerini belirlemek için hassasiyet analizleri yapılmıştır. Emniyet katsayısının yeraltı suyu basınçları gibi şev koşullarındaki değişimlere duyarlılığını incelemede parametrik değerlendirmeler de yapılmıştır. Geçici şev tasarım parametreleri ve başlangıç için maden işletme planları geliştirildikten sonra, rampa arası ve genel şev tasarımlarını teyit etmek üzere spesifik jeoteknik enine kesitleri üzerinde duraylılık analizleri gerçekleştirilmiştir.

Şekil 15.11'de nihai ocak için majör jeoteknik birimlerini ve yeraltı suyu koşullarını dikkate alan tipik bir duraylılık analiz modeli görülmektedir. Taban bloğu kayaları için modelde Hoek-Brown doğrusal olmayan dayanımları kullanılmıştır. Tavan bloğunda ise, şeve doğru 45-65^0 eğimler için eklem dayanımlarını ve geri kalan tavan bloğu kaya kütlesi için de Mohr-Coulomb dayanımlarını kullanmak suretiyle anizotropi hesaba katılmıştır (Tablo 15.2). Zemine benzer karakterlerinden dolayı, fay ve makaslama zonu kayaları için Mohr-Coulomb süreksizlik kesme dayanımları kullanılmıştır. Rampa arası şev geometrileri palye orta yüksekliğindeki rampa arası şevlerini birleştiren düz çizgi segmentleri ile temsil edilmiştir. Bu yaklaşım, model geometrisini basitleştirmiş ve kesme yüzeylerinin palye yüzeylerinde kırılmasını önlemiş; hesaplamada karşılaşılabilecek problem potansiyelini azaltmıştır. Genel şevin doğrusal olmayan analizi için en düşük emniyet katsayısı olarak 1,2 alınmıştır. Bu en düşük emniyet katsayısı ile maden işletmesinin nihai aşamasına kadar karşılaşılması söz konusu değildir; bu nedenle, genel şev tasarımı için kabul edilebilir olduğu sonucuna varılmıştır.



Şekil 15.11 Örnek 4 – Nihai ocağın SLIDE™ kullanılarak yapılan dairesel olmayan sınır denge analiz sonuçları.

15.4.6 Şev Tasarımı ve İşletme İdareciliği

15 m yüksekliğindeki tek palyelerin geometrisi, 45-65^0 açılarda eğimli ve devamlı eklemleri içeren düzlemsel ve kama yenilmeleri tarafından kontrol edilmektedir. Palye yüzeyleri için ortalama geri kırılma açısı 54^0'dir. Bu değere göre, 7,6 m'lik minimum yakalama sekisi tasarım genişliği için izin verilebilir rampa arası şev açısının üst sınır değeri 39^0 olarak tanımlanmıştır. 30 m yüksekliğinde palye ölçeğindeki yenilmelerden dolayı, çifte palyeleme seçeneği bu durumda dikkate alınmamıştır.

Derin oturaklı duraylılık analiz sonuçlarına göre, 120 m'lik maksimum rampa arası şev yüksekliklerinde yerleştirilmiş 35 m genişlikte basamak veya rampalar için 38^0'lik rampa arası şev açısı benimsenmiştir. Derin oturaklı sıkışma ve devrilme türü şev deformasyonu ile ilişkili kavlama ve kaya düşmelerini kontrol etmek için "yığılma açısına" (38^0) karşılık gelen rampa arası şev açısı seçilmiştir. Duraysızlıkla karşılaşılması halinde rampaların ve basamakların ikisi de işletme esnekliği sağlamış ve bu basamaklarda yeniden dağılmış gerilmeler genel şev yerdeğiştirmelerini azaltma şeklinde etkili olmuştur. Sonuçta bulunan genel şev açısı, 450 m yükseklik için 34^0'dir.

Şev deformasyonun olası biçimi ve büyüklüklerine dayalı olarak, maden tasarımındaki ensekliği arttırmak ve şev deformasyonlarını idare etmek için, aşağıdaki durumları içeren (fakat bunlarla sınırlı olmayan) ihtimal planları devreye sokulmuştur:

- madencilik hızında ayarlamalar
- rampa tepelerinin dozerlenmesi ve geri dolgulaması
- duraysız alanların topuklarında atık kaya ile payandalama
- madencilik aşamaları arasında bekleme yapmak suretiyle şevde basınç azaltma önlemlerine (örnek; dren delikleri) olanak sağlanması
- ocak tepesinin yükünün alınması
- ikincil (ikili) giriş sağlanması.

Pik hız veya yenilme dönemlerini kestirmek için, devam edegelen şev idareciliği şev izleme eğilimlerinin ayrıntılı değerlendirilmesini de kapsamıştır. Şev hareketi eşik ölçütlerini aştığı veya ilerlemeli yenilme potansiyeli gösterdiği zaman iyileştirme önlemleri devreye sokulmuştur.

15.5 Örnek 4 – Bir Kompetan Kaya Kütlesinde Genel Şev Tasarımı

Değişik kompetan kaya kütlelerinden sağlanan deneyimlere dayalı olan bu örnek, 500 m derinliğinde olan ve uzun yıllardır çalışmasına rağmen birkaç küçük duraylılık ve işletme probleminin tecrübe edildiği açık maden ocağı şeklindeki hipotetik bir arazi örneğidir. 30 m yüksekliğindeki çifte palyelerin ve rampa arası şevlerin geometrileri, eğimleri çok fazla olan palye ölçeğinde ve daha büyük süreksizlikleri içeren düzlemsel ve kama kaymalarını kontrol etmek üzere tasarlanmış ve kazılmıştır. Mevcut ocaktaki rampa arası ve genel şev açıları sırayla 55^0 ve 50^0'dir. Ocak derinliğinin 700 m derinliğe çıkarılması planlanmış olup, planlanan şevlerin derin oturaklı şev deformasyonuna karşı duraylılığı üzerinde durulmuştur.

15.5.1 Tasarımla İlgili Hususlar

Planlanan ocak şevlerinin değerlendirilmesi sırasında aşağıdaki konular dikkate alınmıştır. Birincisi; mühendislik jeolojisi incelemeleri kaya kütlesinin çoğu kısmının sağlam olduğunu ve uygun yönelimli süreksizlikler içerdiğini göstermektedir. Başlangıçtaki ocak şevi tasarımı için sınır denge duraylılık analizleri 500 m derinliğindeki açık ocak için çok önceden yapılmış olup, rampa arası ve genel şev açısının çoklu palye veya genel duraylılık tarafından değil de palye duraylılığı ve geometrisi tarafından kontrol edildiği belirlenmiştir. Duraylılığı kontrol eden majör jeolojik yapılar veya bu tür yapıların bir kombinasyonu yoktur. Ayrıca, kaya kütlesinin dayanımı, 500 m yüksekliğindeki şev için derin

oturaklı bir şev deformasyonu söz konusu olamayacak kadar yüksektir. Bununla birlikte, planlanan nihai ocak derinliği için mühendislik jeolojisi verilerinin tutarlılığı açısından bir çalışma gerekli olmuştur.

İkinci konu, ocak duvarlarının orijinal şev tasarım ölçütlerine göre gerçek performansı ile ilgilidir. Bu kapsamda palye açılarını, seki genişliklerini ve tepede kırılma miktarlarını ölçmek suretiyle mevcut ocak şevleri belgelendirilmiştir. Bu bilgiler hem değişik jeolojik yapılar ile bu yapıların belirli bir şev yönelimi aralığında palye duraylılığı üzerine etkileri hem de orijinal şev tasarım parametrelerinin uygunluğu hakkında değerli veriler sağlamıştır.

Üçüncü konu, arazideki gerilme ortamı ile, bu ortamın genel şevlerin duraylılığını etkileyebilen derin oturaklı deformasyon potansiyeli üzerindeki etkisidir.

Neyse ki, halihazırda devam etmekte olan madencilik faaliyetinin uzatılmış süresinden ve devam ede gelen veri toplama programından dolayı, çalışma için gerekli çok sayıda parametre makul derecede iyi anlaşılmıştır. İyi tanımlanmayan parametreler için, olası koşulların bir aralığını değerlendirmeye yardımcı olmak açısından hassasiyet analizleri yapılmıştır.

15.5.2 Mühendislik Jeolojisi

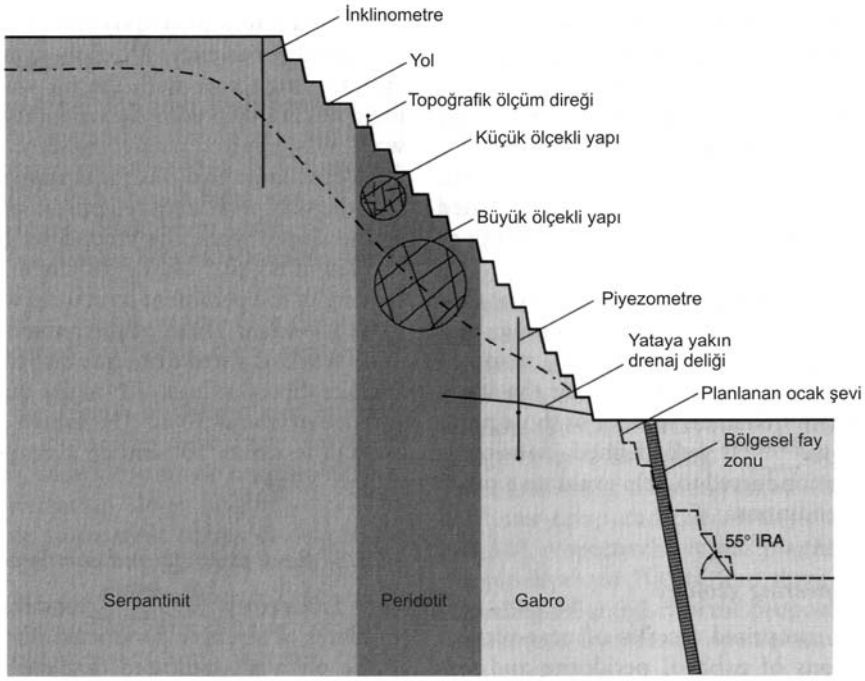
Temel kaya, granitik bir yerli kaya içine yaklaşık düşey konumdaki bir dizi gabro, peridotit ve sepantinitin mafik sokulumlarından oluşmaktadır. Bu topluluğun tamamı bazan dar (< 10 m genişlikte), düşeye yakın ve kuzeybatı/güneydoğu gidişli diyabaz daykları tarafından kesilmektedir. Kayanın büyük bir kısmı, yaklaşık olarak 50 m kalınlıktaki daha bozuşmuş yüzey katmanı hariç, esasen taze ve ayrışmamış durumdadır. Doğu-batı doğrultulu düşeye yakın veya güneye doğru hayli eğimli bir bölgesel fay zonu ocak tabanından geçmekte ve izinin nihai ocağın kuzey duvarının topuğunda ortaya çıkması beklenmektedir. Kalınlığı 15 m'ye kadar çıkan ve bir "kırılma zonu" ile karakterize edilen fay kuşağında çok az yumuşak dolgu bulunmaktadır. Kuzey duvarından geçen bir enine kesit Şekil 15.12'de verilmiştir.

Yapısal jeoloji bilgileri hem ocaktan hem de ocak tabanı ile planlanan nihai derinlik arasından elde edilmiştir. Bu incelemede süreksizliklerin yönelimini ve dağılımını ortaya koymak amacıyla, ocak duvarlarının haritalanmasının yanında yönlü karotların alındığı birçok elmaslı sondaj yapılmıştır. Karot yönelim ölçümleri ile desteklenen haritalamaya göre, jeolojik yapıya hakim olan unsurlar iki devamlı fay ve eklem takımı ile birlikte, devamlılığı daha kısa olan, orta ve zayıf derecede gelişmiş dört eklem takımıdır. Bu yapısal takımların hepsi de, ocak duvarları ile ilişkileri yaklaşık olarak sabit kalacak biçimde ocak duvarı ile birlikte dönmektedirler. Devamlı fay ve eklem takımlarından birinin doğrultusu şeve yaklaşık paralel ve eğimi de şev içine 35-40^0 iken, ikinci takımın eğimi 65-80^0 ile şev eğim yönündedir. Devamlı yapıların ortalama açıklığı 25-45 m arasındadır. Kalan süreksizlik takımlarından üçünün doğrultuları şevinkine verev ve eğimleri de en az 70^0 civarındadır. Bunların devamlılıkları yaklaşık 30 m dolayındadır. Dördüncü eklem takımının eğimi 10^0'den az olup, devamlılığı sadece 15 m kadardır.

15.5.3 Kaya Dayanımı ve Kompetans

Gerek kırıksız numuneler üzerindeki laboratuvar deneyleri ve gerekse ocak duvarlarının haritalanması sırasında elde edilen yaklaşık dayanım değerleri, değişik kaya türlerinin hepsinin de çok sağlam ve tek eksenli basınç dayanımlarının 95 ile 180 MPa arasında olduğuna işaret etmektedir. Laboratuvarda doğal süreksizlikler üzerinde yapılan kesme kutusu deneylerinde kohezyonun tüm kayalarda çok küçük olduğu ve pik ile rezidüel sürtünme açılarının da sırayla 30-35^0 ile 26-29^0 değerleri arasında olduğu bulunmuştur. Fayların pik ve rezidüel açıları sırayla 24^0 ve 17^0 olup, kohezyonları sıfırdır.

Kaya kütlesinin değişik kısımlarının özelliklerinin belirlenmesinde ampirik sınıflama sistemleri kullanılmıştır. Maden sahasındaki tüm kayaların RMR değerleri 75-85 arasındadır (iyi-çok iyi kaliteli kaya). Ayrıca, belli başlı kaya çeşitleri üzerinde sınırlı sayıda üç eksenli basınç deneyleri de yapılmıştır. Kaya kalitesi ve dayanım verileri Hoek-Brown dayanım kriteri yoluyla pik ve rezidüel kaya kütlesi dayanımlarını hesaplamada kullanılmıştır (bkz. Altbölüm 5.4.2).



Şekil 15.12 Örnek 4 – Ocak şevinin, planlanan ocak derinleştirmesini de gösteren mühendislik jeolojisi enine kesiti.

15.5.4 Hidrojeoloji

Hidrojeolojik rejim; yorumlanmış temel kayası, piyezometre deneyi ve izlemesi ile açık ocak içindeki sızma gözlemlerine dayalı olarak belirlenmiştir. Maden sahasındaki kaya kütlelerinin çoğunun hidrolik iletkenliğinin düşük ve tipik olarak da yaklaşık 10^{-9} m/s'nin altında olduğu yorumlanmıştır. Ancak, diyabaz daykları dokanaklarında ve devamlı faylar civarındaki iletkenliğin logaritmik ölçekte bir-iki derece büyük olduğu düşünülmektedir. Yüzeyde 50 m kalınlığındaki bozuşmuş kayanın hidrolik iletkenliğinin dayklar veya faylarınkine benzer veya biraz daha yüksek olduğu tahmin edilmektedir. Ocak duvarlarındaki sızmanın çoğunun tabandan itibaren 60 m'lik yükseklik içinde olmakla birlikte bazı alanlarda yoğunlaşma gösterdiği ve ocak duvarları boyunca sızma cepleri oluşturduğu gözlenmiştir.

Ocak bir taraftan derinleşirken, şev içindeki basıncı azaltmada 200 m uzunluktaki yataya yakın eğimli dren deliklerinin etkili bir şekilde çalıştığı görülmüştür. Dren delikleri tipik olarak fayları ve dayk dokanaklarını hedef almıştır.

15.5.5 Şev Performansı

Mevcut ocak şevlerinin performansının değerlendirilmesi, ocağın planlanan derinleştirmesinin değerlendirilmesi açısından önemli bilgiler sağlamıştır. Şevlere ait belgelerden (birkaç istisna hariç olmak üzere) şevlerin beklenildiği gibi davrandığı belirlenmiştir. Güvenlik palyeleri genellikle kaya düşmesi ve kavlayan malzeme ile birlikte arada bir oluşan şev yenilmeleri için yeterli

açıklığı sağlamıştır. Yıllardır devam ede gelen prizma izlemeleri şevlerin aşırı bir harekete maruz kalmadığını göstermektedir. Şev hareketlerinin tamamı normal ilk tepki veya şev rahatlaması şeklindedir. Ayrıca, nihai duvar kontrollü patlatmasının kaya kütlesi bütünlüğüne zararı minimum düzeyde kalmıştır.

Açık ocak şevlerinde geçmişe ait duraysızlıkların boyutu ve doğası da gözden geçirilmiştir. Zaman zaman duraysızlıklar kaydedilmiş olmakla birlikte, bir çifte palye (yükseklik = 60 m) yenilmesi hariç, şev yenilmelerinin tümü 30 m'den daha az yüksekliktedir. Değişik duraysızlık alanlarının iyileştirilmesinde pasa payandası, düzleme ve sınırlı sayıda mini bulonlama ile ankrajlama dahil olmak üzere yerel önlemler alınmıştır.

15.5.6 Şev Duraylılık Analizleri

Her bir yapısal alandaki fayların ve eklem takımlarının yapısal yönelimlerin derinlikle değişimini incelemek için önce jeolojik yapının analizi yapılmıştır. Bu analizler, ocağın tamamındaki yapısal jeolojik unsurların yönelimleri, dağılımları ve karakterlerinin orijinal şev tasarım çalışmasından bu yana değişmediğini göstermektedir. Ayrıca, pik yönelimlerde derinlikle birlikte küçük değişimler gözlenmiştir. Yaklaşık 700 m derinliğe kadar bilgiler içeren güncelleştirilmiş yapısal jeolojiye dayalı olarak, olası yenilme biçimleri için kinematik ve duraylılık analizleri yapılmıştır. Bu analizlerde ocak duvarından itibaren planlanan taban arasından elde edilen verilere vurgu yapılmıştır. Yapısal unsurların derinlikle değişmeyişi ve o noktaya kadar şev performansının da pozitif olması birlikte değerlendirildiğinde, bu değerlendirmelerin uygun sonuçlar vermesi şaşırtıcı bir durum değildir. Sadece potansiyel düzlemsel, kama ve devrilmenin sınır denge analizlerine dayalı olarak, önceden hazırlanmış palye, rampa arası ve genel şevlerin tasarımına devam edilebileceği görülmektedir. Şev deformasyonunu daha kapsamlı bir şekilde anlama ve potansiyel derin oturaklı duraysızlığı değerlendirmede kritik ocak şevleri için sayısal modelleme yapılmıştır. Gerilme koşullarını Phase[2] (Rocscience, 2002c) bilgisayar programında sonlu elemanlar yöntemi ile incelemek suretiyle geçici (ön) değerlendirmeler yapılmıştır. UDEC programı (bkz. Bölüm 10) kullanılarak daha ayrıntılı değerlendirmeler yapılmıştır. Modelde daha önce bahsedilen iki fay (yapısal model girdisinin UDEC'e uygulanması için bkz. Şekil 15.12) ile birlikte kaya kütlesi dayanım parametreleri kullanılmıştır. İki fay takımının uzunluk ve açıklığı, yeraltı suyu ve arazi gerilmesine göre hassasiyet analizleri yapılmıştır. Modelin kalibrasyonu, izlenen şev yerdeğiştirmelerini model tepkisi ile karşılaştırmak suretiyle yapılmıştır. Belli sayıdaki tekrarlardan sonra hem yatay hem de düşey yerdeğiştirmeler için iyi bir korelasyon elde edilmiştir. Daha sonra, derinleştirilmesi planlanan ocak için kestirici modelleme yapılmıştır. Planlanan ocak tabanında ocak duvarlarının eğrisellik yarıçapının kısıtlı olduğu yerde kaya kütlesi hapsolmasının pozitif etkisini incelemek için, üç boyutlu etkiler sayısal olarak da kontrol edilmiştir. Model sonuçları, hassasiyet analizi aralığında incelenen parametreler için, kaya kütlesinin açık ocağın 700 metreye kadar derinleştirilmesinin ocak duvarlarının genel duraylılığını olumsuz şekilde etkilemeyecek kadar yeterli sağlamlıkta olduğunu göstermektedir. Ancak, sonuçlar ayrıca derinleştirilmesi sırasında ocak duvarlarında belli bir düzeyde basınç azaltılmasının gerekli olduğuna işaret etmektedir.

15.5.7 Uygulamaya Koyma ve Devamlı Değerlendirme

Duraylılık analizinden elde edilen olumlu sonuçlara rağmen, herhangi bir şev tasarımındaki en önemli konu, ocak duvarlarının davranışının devamlı şekilde izlenmesidir. Bu durum özellikle ocak şevlerinin belirli bir kaya kütlesinde daha önce

elde edilen deneyim sınırlarının aşıldığı durumlarda daha kritiktir. Bu durumda, prizmaların ve kuyu inklinometrelerinin devamlı izlenmesi planlanmış ve sonuçların model ile kestirilen hareketlerle karşılaştırılması yapılabilmiştir. İzleme sonuçlarının kestirilen hareketleri geçmesi halinde daha ileri analizlerin ve muhtemelen de iyileştirme önlemlerinin alınması gerekir.

Analizler maden ocağının derinleşmesi sırasında şevlerde basınç azalmasının gerektiğine işaret ettiğinden, etkili bir derin dren delikleri programı önerilmiştir. Basınç azalmasını zaman içinde izlemek üzere, belli sayıdaki lokasyonlarda piyezometreler yerleştirilmesi önerilmiştir. Kaya kütlesini olabildiğince kompetan durumda tutmak ve potansiyel kaya düşmeleri ile diğer duraysızlık biçimlerini asgariye indirmek için, nihai duvarlarda kontrollü patlatma uygulamalarına devam edilmesi şiddetle tavsiye edilmiştir.

15.6 Sonuçlar

İlk iki örnekte tanımlanan açık ocak şevi tasarım yaklaşımları son 25 yılda dünyanın değişik yerlerindeki pek çok projede başarıyla uygulanmıştır. Bu yaklaşımlar baskın bir şekilde, çok iyi ortaya konmuş ve yaygın biçimde kullanılan sınır denge duraylılık analizlerine dayanmaktadır. Daha çok analitik çalışmalara dayalı olan ilk tasarım ölçütleri gözlenen şev performansına göre teyit edilmiş, rafine edilmiş ve güncelleştirilmiştir. Bu yaklaşımlarda kullanılan analitik gereçlerde sağlanan iyileştirmeler, yenilme biçimlerini anlamamızı ve duraylılığın anahtar parametrelere hassasiyetini geliştirmeye devam etmektedir. Bu yaklaşımların temel faydalarından biri, esnek oluşları ve ocak geometrisi, jeoloji ve yeraltı suyu koşullarına uyarlanabilirlikleridir.

Son iki örnekte, potansiyel yenilme biçimlerinin yeterince tanımlanamadığı veya sadece basit sınır denge teknikleri ile analiz edilemediği ilave karmaşıklık dereceleri takdim edilmiştir. Bu örneklerde, kapsamlı kalibrasyon ve olgun mühendislik yargısı gerektiren ileri düzey duraylılık analiz modellerinin uygulanması tanımlanmıştır. Hangi yaklaşımın kullanıldığından bağımsız olarak, kaya kütlesinin yapısal jeoloji ve mühendislik jeolojisi modellerinin güvenilirliği herhangi bir şev tasarımının başarılı bir uygulaması açısından kritik derecede önemlidir.

Ek I

Yapısal Jeoloji Verilerinin Elle Çizimi İçin Stereonetler

I.1 Giriş

Yapısal jeoloji verilerinin yönelimi ile ilgili analizde önce her bir süreksizliğin eğim miktarı ve yönünü temsil eden kutupların yerleri belirlenir. Bu diyagram ile süreksizlik takımlarının teşhis edilmesi ve bunların ortalama yönelimi ile saçılma miktarının hesaplanması mümkündür. Analizdeki ikinci adım; her bir takımın ortalama yönelimini, faylar gibi büyük süreksizlikleri ve şev yüzeyinin eğim miktarı ve yönünü temsil eden büyük dairelerin çizilmesidir. Yapısal verilerin elle diyagrama aktarılması bu ekte verilen stereonetlerle yapılabilir. Diyagram çizmeye ait daha ileri ayrıntılar Bölüm 2'deki Altbölüm 2.5'de bulunabilir.

I.2 Kutupların Çizilmesi

Kutuplar, eğim yönünün daire çevresinde ve eğim miktarının da merkezde sıfır derece olan ışınsal çizgiler boyunca ölçüldüğü kutupsal stereonet üzerine işaretlenebilir. Şekil I.1'de görülen stereonetin, eğim yönü ölçeğinin dairenin tabanında başladığı ve kuzey okunun da 180^0'lik eğim yönüne karşılık gelecek şekilde bir alt yarıküre diyagramı olduğuna dikkat edilmelidir. Ölçeğin bu tarzda ayarlanmasının nedeni (yapısal pusula ile ölçümde olduğu gibi) arazi okumalarının doğrudan stereonet üzerine işaretlenmesi halinde kutupların alt yarıküre diyagramında doğru bir şekilde işaretlenmesidir.

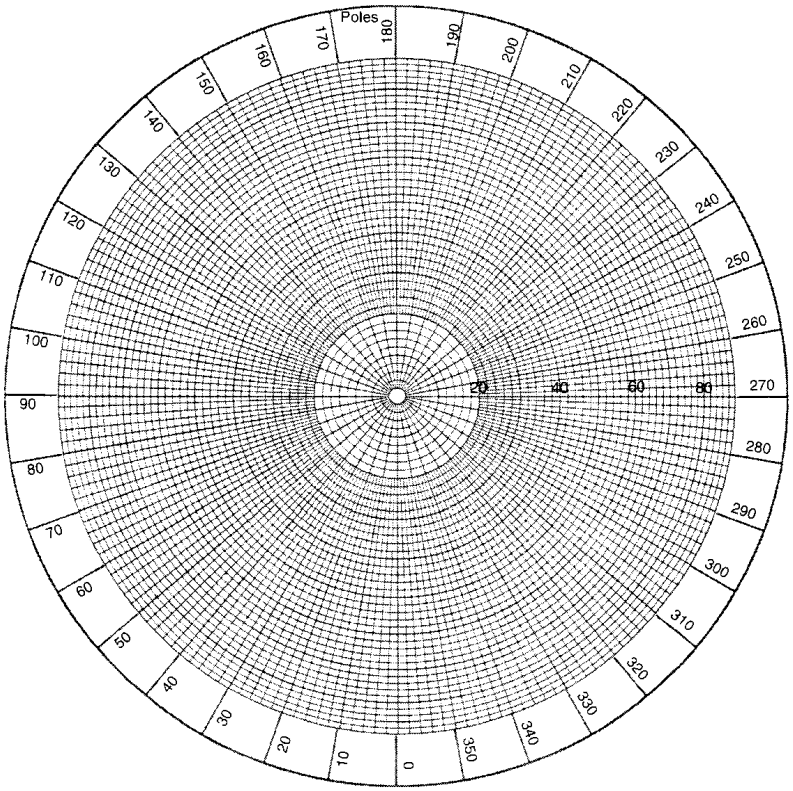
Kutupların diyagrama aktarılması, önce kutupsal ağ üzerine bir şeffaf kağıt yerleştirmek suretiyle dairenin etrafında kuzeyin ve diğer kadran yerlerinin işaretlenmesi ve daha sonra eğim miktarı ve yönü ile temsil edilen her bir süreksizliğin yönelimini temsil eden kutbu ifade eden bir işaretin çizilmesi şeklindedir. Eğimi küçük olan süreksizliklerin kutupları daire merkezine yakın yerlere düşerken, eğimi fazla olan süreksizliklerin kutupları daire kenarlarına yakın yerlere düşerler.

I.3 Kutup Konsantrasyonlarının Konturlanması

Kutup yönelimlerinin konsantrasyonları Şekil I.2'deki gibi bir sayma ağı kullanılarak teşhis edilebilir. Kalsbeek ağı, her biri stereonetin toplam alanının yüzde birine karşılık gelen, karşılıklı olarak aşmalı altıgenlerden oluşur. Konturlama için önce sayma ağı kutup diyagramı üzerine yerleştirilir ve her bir altıgen içindeki kutup sayısı belirlenir. Bu sayı şeffaf kağıt üzerine yazılır; daha sonra bunların her biri toplam kutup sayısına bölünüp 100 ile çarpılmak suretiyle yüzdeleri elde edilir. her bir altıgen içine yüzde değerleri yerleştirildikten sonra konturların yerleri interpolasyonla elde edilir.

I.4 Büyük Dairelerin Çizilmesi

Büyük daireler ekvatoral ağ (Şekil I.3) üzerine çizilse de, gerçek eğim sadece yatay eksenden ölçüldüğü için, bu ağ üzerine doğrudan işaretlenemezler. Büyük dairelerin diyagram üzerine işaretlenmesinde şu işlemler takip edilir:



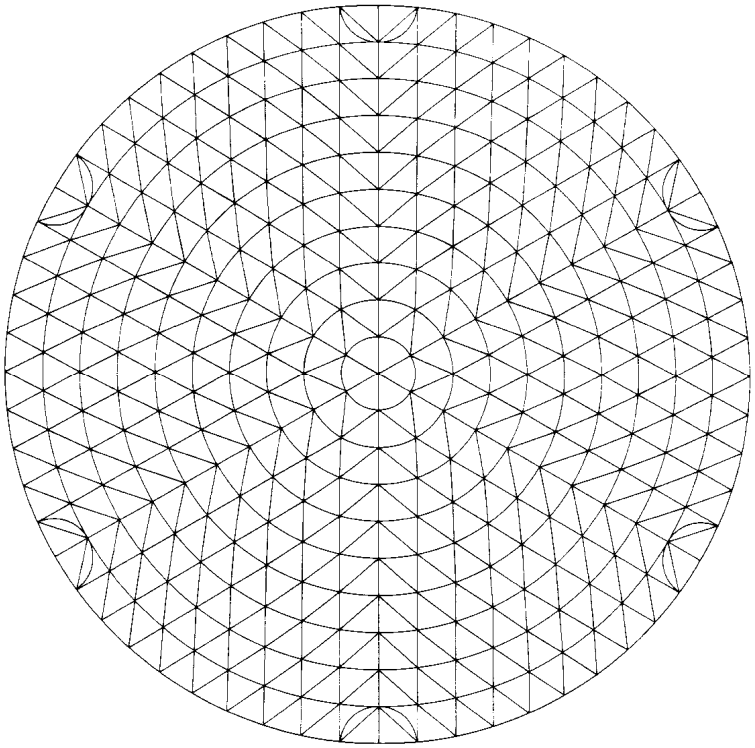
Şekil I.1 Kutupların işaretlenmesinde kullanılan eşit alanlı kutupsal ağ.

1. İzleme kağıdı ağ üzerinde döndürülecek şekilde, orta noktasına arkadan raptiye yerleştirilmiş ağ üzerine şeffaf kağıt yerleştirilir.
2. İzleme kağıdı üzerinde kuzeyin yeri işaretlenir.
3. Ağın dış dairesi çevresindeki ölçeğe göre düzlemin eğim yönünü yeri belirlenir. Ekvatoral ağdaki eğim yönü ölçeğinde büyük daireyi işaretleme yerinin dairenin tepesindeki kuzey noktasından başlayıp saat yönünde arttığına dikkat ediniz.
4. İzleme kağıdı, eğim yönü yatay eksenlerden biri ile çakışana (yani, eğim yönü ölçeğinden 90^0 veya 180^0) kadar döndürülür.
5. Ağ üzerinde düzlemin eğimine karşılık gelen yay bulunur ve izleme kağıdı üzerine işaretlenir. Yatay bir düzlemin büyük dairesinin ağın dış dairesi ile ve düşey bir düzlemin de merkezden geçen düz bir çizgi ile temsil edildiğine dikkat ediniz.
6. İzleme kağıdı, iki kuzey işareti çakışana kadar döndürülür ve büyük daire doğru bir şekilde yönlendirilir.

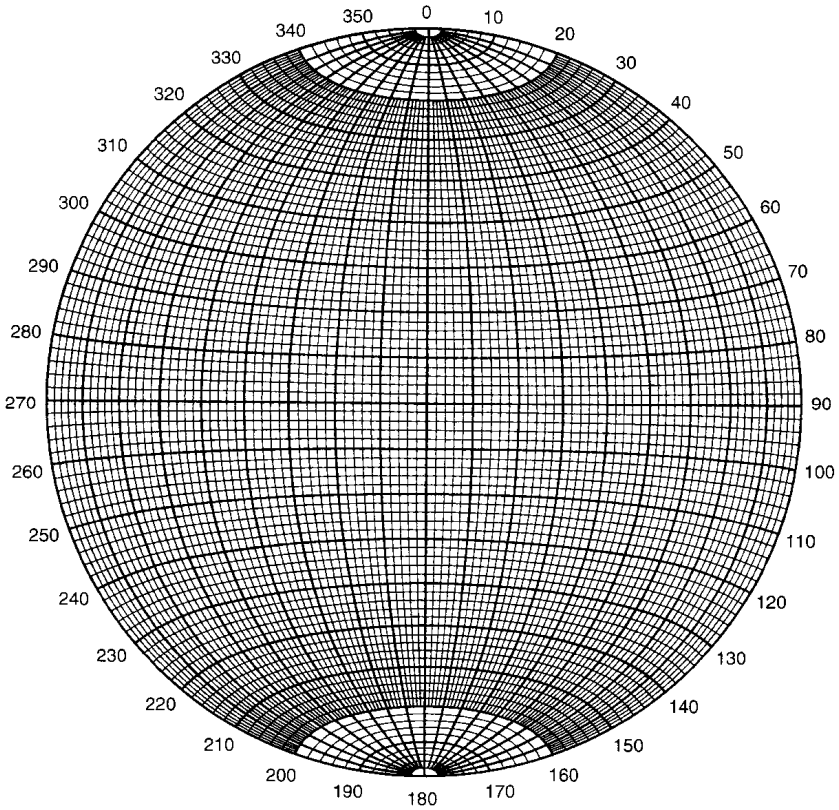
I.5 Arakesit Çizgileri

İki düzlemin arakesiti bir düz çizgidir; bu çizgi, bu iki düzlemin oluşturduğu bir kamanın kayma yönünü tanımlar. İki düzlem arasındaki arakesit çizgisinin yöneliminin belirlenmesi şu şekilde gerçekleştirilir:

1. İki düzlem arasındaki arakesitin yeri bulunur; bu, iki büyük dairenin kesiştiği nokta ile temsil edilir.



Şekil I.2 Kutup konsantrasyonlarının konturlanması için Kalsbeek sayma ağı.



Şekil I.3 Kutupları ve büyük daireleri işaretlemede kullanılan eşit alanlı ekvatoral ağ.

2. Daire merkezinden arakesit noktasına bir düz çizgi çekilir ve bu çizgi dış daireye kadar uzatılır.
3. Arakesit çizgisinin gidişi, ikinci adımda çizilen çizginin ağın dış dairesi üzerindeki ölçeği kestiği noktanın konumu ile belirlenir.
4. İzleme kağıdı, ikinci adımda çizilen çizgi ağın yatay eksenlerinden biri ile çakışana (eğim yönleri 90^0 veya 180^0 olana) kadar döndürülür. Arakesit çizgisinin dalımı yatay eksendeki ölçekten okunur. Dalımı yatay çizginin yeri dış daire üzerinde bir nokta ve düşey dalımın yeri de ağın merkezidir.

Ek II

Kaya Kütlelerindeki Süreksizliklerin Nicel Tanımlaması

II.1 Giriş

Bu ekte, kaya kütlelerinin nicel tanımlaması için gerekli jeolojik haritalama ve elmaslı sondajda kullanılan parametrelerin ayrıntıları verilmiştir. Verilen bilgiler tamamen International Society of Rock Mechanics (ISRM, 1981a) tarafından hazırlanan ve bu kitabın 4.2 ve 4.2 No.'lu Altbölümlerinde tartışılan prosedürlere dayalıdır. Jeolojik haritalama ve karotlu sondaj loglamasında ISRM prosedürleri kullanmanın amaçları aşağıda açıklanmıştır. Birincisi, her bir parametre ölçülüp, sonuçlar da tasarımda doğrudan kullanılacak veya yorumlanacak şekilde bu prosedürler niceldir. İkincisi, standartlaştırılmış prosedürlerin kullanımının değişik kişilerin aynı standartlarla çalışmasına ve karşılaştırılabilir bilgi üretmesine izin vermesidir.

Aşağıda, kaya kütlesini tanımlayan parametrelerin açıklaması bu parametreleri nicelleştirmede kullanılan değerleri listeleyen tablolarla birlikte verilmiştir. Ayrıca, jeolojik haritalamayı ve yönlenmiş karot loglamasını kaydetmede kullanılabilen haritalama formları da sunulmuştur. Jeolojik karakterizasyon ve veri toplama yöntemleri ile ilgili daha fazla bilgi Bölüm 4'de verilmiştir.

II.2 Kaya Kütlesi Karakterizasyon Parametreleri

Şekil II.1'de kaya kütlesini karakterize eden parametreler görsel olarak sunulmuştur. Şekil II.2'de bunların kaya malzemesi ve dayanımı, süreksizlik karakteristikleri, dolgu özellikleri, kaya bloğu boyutları ve şekli ve yeraltı suyu koşulları ile ilgili olarak altı sınıfa ayrılması görülmektedir. Parametrelerin her biri bu ekte ele alınmıştır.

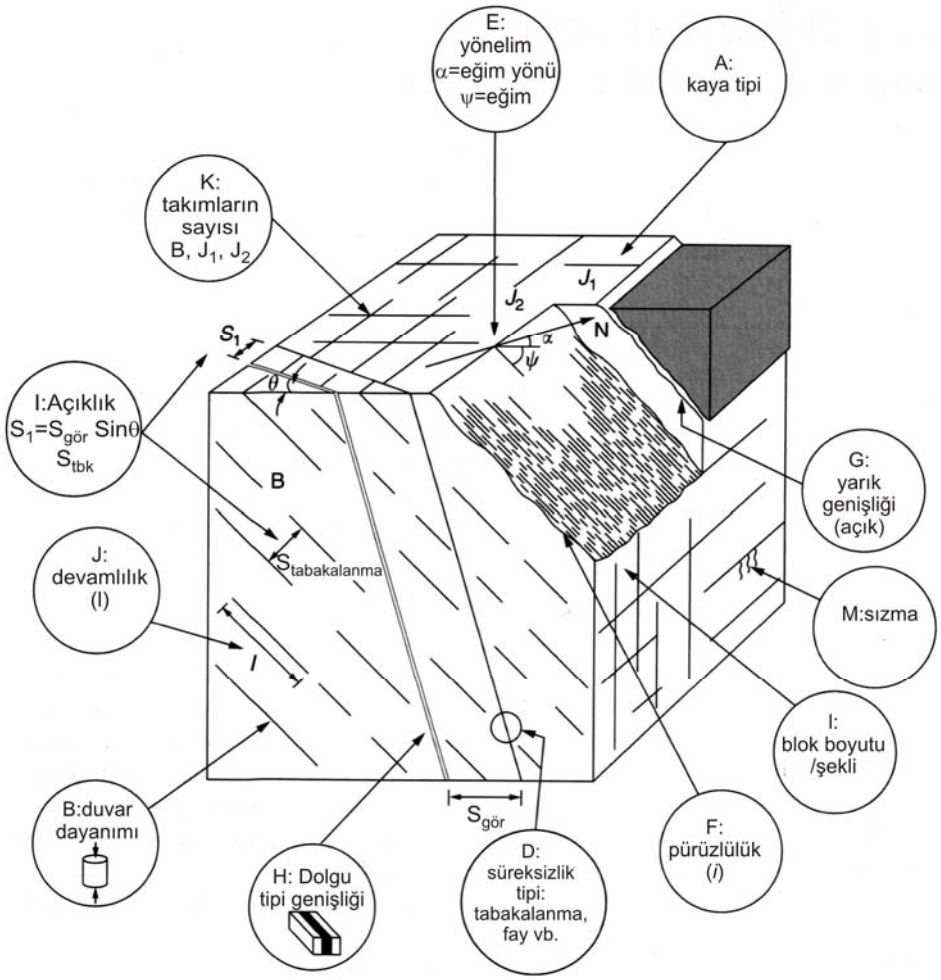
II.2.1 Kaya Malzemesi Tanımı

A Kaya Tipi

Bir kaya kütlesini tanımlamada kaya tipini tanımlamanın değeri, kayanın oluşum sürecinin tanımlanması şeklinde ele alınır. Meselâ, kumtaşı gibi sedimenter kayalar genellikle düzenli süreksizlik takımları içerirler ve dayanımları da düşük-orta arasıdır. Bunun nedeni, sedimenter kayaların doğada katmanlar halinde bulunması ve oluşum sırasında orta derecede basınç ve sıcaklığa maruz kalmasıdır. Kaya tipi ayrıca kayaların mühendislik performansından elde edilen genel deneyime göre, kaya kütlesi özellikleri hakkında bir fikir verir. Örnek olarak granitin, çoğu zaman zayıf ve fisürlü olan ve ıslanma-kuruma çevrimlerine maruz kaldığında çabucak bozuşan şeyle göre sağlam ve masif olmasının yanında bozuşmaya direnci yüksektir.

Tablo II.1'de kaya tipini tanımlama prosedürü verilmiştir. Buna göre, kayanın başlıca üç özelliği teşhis edilir:

1. Açık ve koyu renkli minerallerden hangisinin hakim olduğuna ek olarak renk
2. Kristalen, taneli veya camsı aralığında değişen doku
3. Kil partiküllerinden çakıl boyuna değişen tane boyu (Tablo II.2).



Şekil II.1 Kaya kütlesi özelliklerini gösteren diyagram (Wyllie, 1999).

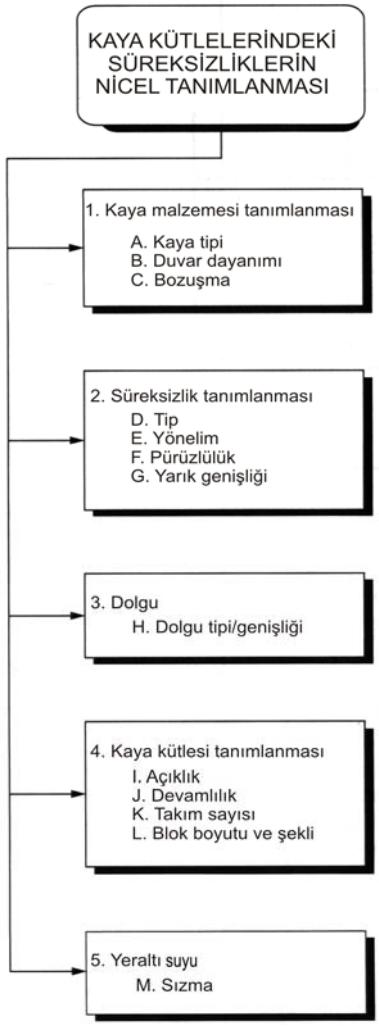
B Kaya Dayanımı

Süreksizlik yüzeyleri içeren kayanın basınç dayanımı, özellikle dolgusuz eklemlerde olduğu gibi yüzeylerin doğrudan kaya-kaya dokanağı şeklinde olması halinde, kesme dayanımı ve şekil değiştirebilirliğin önemli bir bileşenidir. Kaya kütlesi içindeki kesme gerilmelerinin bireysel eklemlerde neden olduğu küçük kesme yerdeğiştirmesi çoğu zaman düzensizlik alanlarında küçük temaslara neden olur. Yoğunlaşmış gerilmelerin yerel olarak kaya duvarı malzemesinin dayanımına yaklaştığı veya aştığı yerlerde yüzey düzensizlikleri hasar görür. Yüzey dayanımı Altbölüm 3.4.2 (b)'de tartışıldığı gibi, Eklem Basınç Dayanımı (JCS) olarak tanımlanan kesme dayanımı şeklinde nicelleştirilir. Tablo II.3'de kaya malzemesi dayanım aralığı, basit arazi teşhis prosedürleri ile ilgili sınıflara karşılık olarak (örnek, R6 vb.) tanımlanmıştır.

C Bozuşma

- Yer yüzeyine yakın yerlerde bulunan kaya kütleleri çoğu zaman bozuşmuş durumda olup, bazan da hidrotermal süreçlerle ayrışmış şekildedir. Bozuşma (ve ayrışma), suyun süreksizliklerdeki hareketinden dolayı, süreksizlik yüzeylerinde açığa çıkan kayada, kayanın daha iç kısımlarına kıyasla daha belirgindir. Bu durum, süreksizlik yüzeylerinde kaya dayanımının kaya bloklarının daha iç kısımlarına kıyasla daha

az olmasına neden olur. Bu nedenle, hem kaya malzemesi hem de kaya kütlesi için bozuşma veya ayrışma durumunun tanımlanması, kaya kütlesi tanımlamasının önemli bir parçasıdır.



Şekil II.2 Kaya kütlesi özelliklerini tanımlayan parametreler.

- Bozuşmanın, biri mekanik parçalanma ve diğeri de kimyasal bileşim değişmesi olmak üzere başlıca iki sonucu söz konusudur. Genellikle mekanik ve kimyasal etkiler birlikte oluşsa da, iklim rejimine bağlı olarak biri veya diğeri baskın olabilir. Mekanik bozuşma sonucunda süreksizliklerde açılma, kaya çatlamasıyla yeni süreksizlik oluşumu, tane sınırlarında açılma ve bireysel mineral tanelerinin klivajında kırılma meydana gelir. Kimyasal bozuşma sonucunda ise kayada renk değişimi meydana gelir ve bu da sonuçta silikat minerallerinin kil minerallerine dönüşmesine yol açar; kuvars bu etkiye karşı koymak suretiyle değişmeden kalabilir. Çözünme, özellikle karbonat ve tuz minerallerinde gözlenen bir kimyasal bozuşma şeklidir.
- Yüzey kayasının kesme dayanımı ve şekil değiştirebilirliği etkileyen nispeten ince "yüzü" basit indeks deneyleri ile test edilebilir. Görünür tek eksenli basınç dayanımı Schmidt çekiciyle ya da çizme veya jeolog çekici vasıtasıyla tahmin edilebilir. Tablo II.3'de görüldüğü gibi, jeolog çekicinin bu işlemde kullanıldığı ve dolayısıyla bu tür testlerin kalibre edilebileceği çok miktarda veri mevcuttur.
- Süreksizlik yüzeylerinin düzlemsel ve düz olması halinde mineral sıvanmaları kesme dayanımını önemli ölçüde etkiler. Mümkün olan durumlarda süreksizliklerdeki mineral sıvanmalarının türü tanımlanmalıdır. Tereddüt söz konusu olduğunda numune alınmalıdır.

Tablo II.4'te kaya bozuşmasının dereceleri sunulmuştur.

II.2.2 Süreksizlik Tanımı

D Süreksizlik Tipi

- her bir süreksizlik türünün kaya kütlesinin davranışını etkilemesinden dolayı, kaya kütlesi tanımlamasında süreksizlik tipinin belirlenmesi önemlidir. Meselâ, faylar çoğu zaman kilometrelerce uzunluktadır ve düşük dayanımlı dolgular içerirler. Diğer taraftan, eklemlerin uzunluğu çoğu zaman birkaç metreyi geçmez ve ayrıca genellikle dolgu da içermezler. Faylar, tabakalanma, folyasyon, eklemler, klivaj ve şistozite de dahil olmak üzere en yaygın süreksizliklerin özellikleri Altbölüm 3.3.3'de tanımlanmıştır.

Tablo II.1 Kaya tipi sınıflaması.

Köken grubu			Kırıntılı sedimenter			Piroklastik	Kimyasal organik	Metamorfik		Mağmatik			
Genel yapı			TABAKALI			TABAKALI		FOLYASYONLU	MASİF	MASİF			
BİLEŞİM										Açık renkli mineraller kuvars, feldispat, mika ve feldispat benzeri minerallerdir.			Koyu mineraller
	Tane boyu (mm)		Kaya, kuvars, feldispat ve mineral parçaları	Tanelerin en az %50'si karbonat		Tanelerin en az %50 'si ince taneli volkanik kaya		Kuvars, feldispat, mika ve iğnemsi koyu mineraller		Asidik kayalar	Ara kayalar	Bazik kayalar	Ultrabazik kayalar
Çok iri taneli	60	RUDİTLİ	Kaya kırıntı taneleri, yuvarlak taneler; ÇAKILTAŞI	KİREÇTAŞI (ayrımlanmamış)	KALSİRUDİT	Yuvarlak taneler ANGLOMERA Köşeli taneler VOLKANİK BREŞ	TUZLU KAYALAR kayatuzu anhidrit jips	MİGMATİT	HORNFELS	PEGMATİT			PİROKSENİT ve PERİDOTİT
Iri taneli	2		Köşeli taneler; BREŞ					GNAYS: taneli ve yapraksı mineraller ardalanması	MERMER				
									GRANULİT	GRANİT	DİYORİT	GABRO	
Orta iri taneli		ARENİTLİ	KUMTAŞI: taneler başlıca kuvars taneleri KUMTAŞI: %95 kuvars, gözenekler boş veya çimentolu ARKOZ: %75 kuvars, %25'e kadar feldispat; gözenekler boş ya da çimentolu ARJİLLİ KUMTAŞI:%75 kuvars, %15 veya daha fazla kırıntılı malzeme		KALKARENİT	TÜF	ÇÖRT	ŞİST FİLLİT SLEYT	KUVARSİT AMFİBOLİT	MİKRO-GRANİT	MİKRO-DİYORİT	DOLERİT	
	0.06						ÇAKMAKTAŞI	MİLONİT					SERPANTİN
Ince taneli	0.002	ARJİLLİ VEYA LUTİTLİ	ÇAMURTAŞI ŞEYL: fisürlü çamurtaşı SİLTTAŞI: %50 ince taneli partikül KİLTAŞI: %50 çok ince taneli partikül KALKERLİ ÇAMURTAŞI		KALSİSİLTİT	Ince taneli TÜF	KÖMÜR DİĞERLERİ			RİYOLİT	ANDEZİT	BAZALT	
Çok ince taneli					KALSİLUTİT	Çok ince taneli TÜF							
CAMSI										OBSİDYEN ve BOYNUZTAŞI		TAKİLİT	

NOT: sayılar veri sayfalarında kaya türlerini adlamada kullanılabilir (bkz.Ek-II)
Kaynak: Geological Society Engineering Group Working Party (1977)

Tablo II.2 Tane boyu ölçeği.

Tanım	Tane boyu
Büyük blok	200 – 600 mm
Küçük blok	60 – 200 mm
İri çakıl	20 – 60 mm
Orta iri çakıl	6 – 20 mm
İnce çakıl	2 – 6 mm
İri kum	0,6 -2 mm
Orta iri kum	0,2 – 0,6 mm
İnce kum	0,06 – 0,2 mm
Silt, kil	< 0,06 mm

Tablo II.3 Kaya malzemesi dayanım sınıfları.

Sınıf	Tanımlama	Arazide teşhisi	Basınç dayanımının yaklaşık aralığı (MPa)
R6	Aşırı sağlam kaya	Numuneden sadece jeolog çekici ile küçük parça koparılabilir	> 250
R5	Çok sağlam kaya	Numueyi kırmak için jeolog çekici ile çok sayıda vuruş gerekir	100 – 250
R4	Sağlam kaya	Numuneyi kırmak için jeolog çekici ile birden fazla vuruş gerekli	50 – 100
R3	Orta sağlam kaya	Cep çakısı ile çizilemez veya soyulamaz; numune jeolog çekici ile kuvvetli tek darbede kırılabilir	25 – 50
R2	Zayıf kaya	Cep çakısı ile soyulabilir; jeolog çekici ile kuvvetlice vurulduğunda kayada sığ oyuk gelişebilir	5 – 25
R1	Çok zayıf kaya	Jeolog çekicinin ucu ile kuvvetlice vurulduğunda ufalanabilir; cep çakısı ile soyulabilir	1 – 5
R0	Aşırı zayıf kaya	Raptiye ile çizilebilir	0,25 – 1
S6	Katı kil	Raptiye güçlükle girer	> 0,5
S5	Çok sert kil	Raptiye kolaylıkla girer	0,25 – 0,5
S4	Sert kil	Baş parmakla kolaylıkla bastırılabilse de güçlükle batar	0,1 – 0,25
S3	Sağlam kil	Orta düzey çaba ile baş parmak birkaç inç batar	0,05 – 0,1
S2	Yumuşak kil	Başparmak kolaylıkla birkaç inç batabilir	0,025 – 0,05
S1	Çok yumuşak kil	Yumruk kolaylıkla birkaç inç batabilir	< 0,025

Tablo II.4 Bozuşma ve ayrışma sınıfları.

Sınıf	Terim	Tanımlama
I	Taze	Kaya malzemesi bozuşmasına dair görünür bir işaret yok; ana süreksizlik yüzeylerinde belki hafif bir renk değişimi.
II	Az bozuşmuş	Renk değişimi kaya malzemesinin ve süreksizlik yüzeyinin bozuşmasına işaret eder. Tüm kaya yüzeylerinin rengi bozuşma ile değişmiş olabilir ve dış kısım taze durumdakine göre biraz daha zayıf olabilir.
III	Orta derecede bozuşmuş	Kayanın yarıdan daha az kısmı bileşim değişimine uğramış ve/veya zemin oluşacak şekilde parçalanmış. Taze veya rengi değişmiş kaya ya sürekli bir iskelet ya da çekirdek taşları şeklinde.
IV	İleri derecede bozuşmuş	Kayanın yarıdan daha fazla kısmı bileşim değişimine uğramış ve/veya zemin oluşacak şekilde parçalanmış. Taze veya rengi değişmiş kaya ya süreksiz bir iskelet ya da çekirdek taşları şeklinde.
V	Tamamen bozuşmuş	Tüm kaya malzemesinin bileşimi değişmiş ve/veya parçalanarak zemine dönüşmüş. Orijinal kütle yapısı halen önemli ölçüde belirgin.
VI	Rezidüel zemin	Tüm kaya malzemesi zemine dönüşmüş. Kütle yapısı ve malzeme dokusu tahrip edilmiş. Hacimde büyük değişim olsa da, zemin önemli ölçüde taşınmamış.

E Süreksizlik Yönelimi

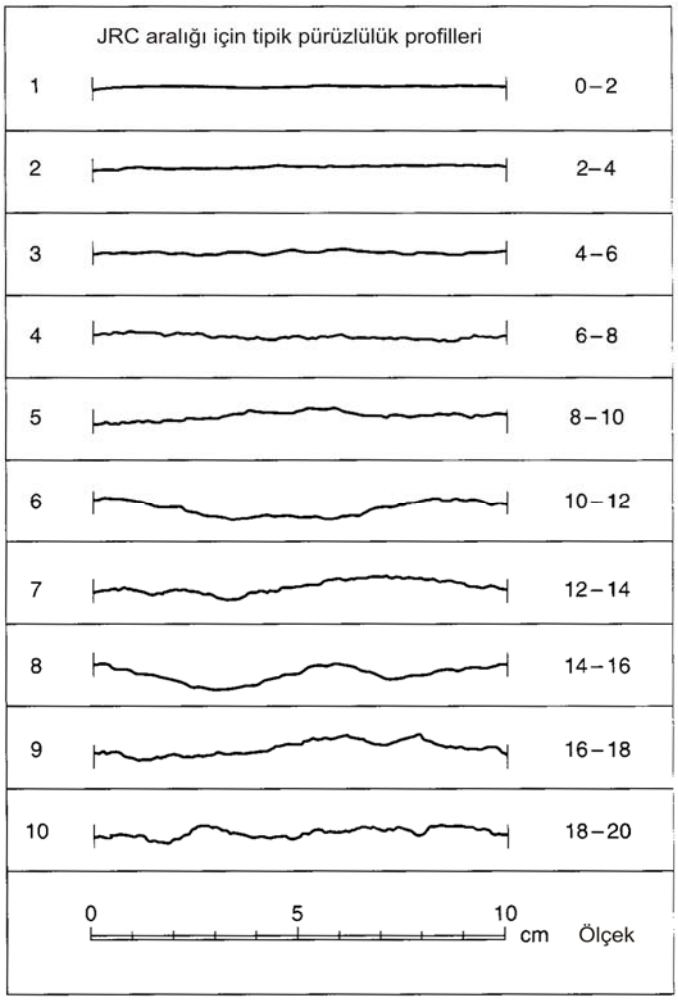
- Bir süreksizliğin uzaysal yönelimi, yataydan ölçülen en büyük eğim açısı ve eğim yönünün gerçek kuzeyden saat yönünde ölçülen miktarı ile tanımlanır. Örnek; eğim(ψ)/eğim yönü(α) ($45^0/025^0$).
- Bir mühendislik yapısına göre süreksizliklerin yönelimi, duraysız koşulları veya gelişen aşırı deformasyonları önemli ölçüde kontrol eder. Kayma oluşumu için düşük kesme dayanımı ve yeterli sayıda süreksizlik ya da eklem takımı gibi, deformasyon için diğer koşulların mevcut olması halinde yönelimin önemi artar.
- Süreksizliklerin birbirine bağlı yönelimleri, kaya kütlesini oluşturan bireysel blokların şeklini belirler.

F Pürüzlülük

- Bir süreksizlik yüzeyinin pürüzlülüğü, özellikle yerdeğiştirmemiş ve kilitlenmiş yapılarda (örnek; dolgusuz eklemlerde) o yüzeyin potansiyel derecede önemli bir kesme dayanımı bileşenidir. Düzensizlikler veya dolgu kalınlığı ya da önceki yerdeğiştirme artarken yüzey pürüzlülüğünün önemi azalır.
- Pürüzlülük; dalgalılık ve yüzey düzensizliklerinin eşitsizliği ile karakterize edilebilir. Dalgalılık büyük ölçekli ondülasyonları tanımlar. Kilitlenmiş ve temasta olmaları halinde makaslanamayacak kadar büyük olduklarından, kesme yerdeğiştirmesi sırasında hacim genişlemesine (dilation) neden olurlar. Yüzey düzensizliklerinin eşitsizliği küçük ölçekli pürüzlülüğü tanımlar. Süreksizlik yüzeyindeki kaya dayanımının normal gerilmeye oranının düşük olması durumunda, kesme yerdeğiştirmesi sırasında yüzey düzensizlikleri hasar görme eğilimi gösterir; bu durumda bu küçük ölçekli yapılardan dolayı az miktarda hacim genişlemesi meydana gelir.

- Pratikte dalgalılık ve yüzey düzensizliklerinin ikisi de arazide ölçülebilirken, yüzey düzensizlikleri ayrıca kesme kutusu deneyleriyle de ölçülebilir.
- Pürüzlülük, aynı zamanda eğime (eğim vektörüne) paralel olan kayma yönüne paralel doğrusal profiller şeklinde örneklenebilir. Kaymanın kesişen iki süreksizlik düzlemi ile kontrol edildiği durumlarda potansiyel kaymanın yönü bu düzlemlerin arakesit çizgisine paraleldir.
- Pürüzlülük örneklemelerinin amacı, kesme dayanımı ve hacimsel genişlemenin hesaplanması veya tahmin edilmesidir. Pürüzlülük profillerini yorumlama ve kesme dayanımını hesaplama konusunda mevcut yöntemler, düzensizliklerin *i* değerinin (veya eğiminin) ölçülmesi veya yüzeyin Eklem Pürüzlülük Katsayısı'nın (JRC) hesaplanması şeklindedir. Yüzey pürüzlülüğünün bir yüzeyin toplam sürtünme açısına katkısı Altbölüm 3.4.3'de ayrıntılı biçimde ele alınmıştır.

Pürüzlülüğü açıklamada kullanılabilen tanımlayıcı terimler *pürüzlü*, *düz*, *kayma çizikli* gibi küçük ölçekli (boyutları birkaç cm olan) ve *basamaklı*, *ondülasyonlu* ve *düzlemsel* gibi büyük ölçekli (boyutları birkaç metre olan) yapıların bir kombinasyonudur. Bu terimler, Tablo II.5'de azalan şekilde gösterilen pürüzlülük düzeyleri ile birleştirilebilir.



Şekil II.3 Pürüzlülük profilleri ve bunlara karşılık gelen JRC (eklem pürüzlülük katsayısı) değerleri aralığı (ISRM, 1981a).

G Yarık Genişliği

- Yarık genişliği, hava veya suyla dolu olabilen açık bir süreksizliğe bitişik kaya yüzeyleri arasında yüzeylere dik olan mesafedir. Yarık genişliği bu anlamda dolgu ile dolu süreksizlikten ayrı tutulur. Dolgu malzemesinin yerel olarak yıkanması durumundaki dolgulu (örnek, kil ile dolmuş) süreksizlikler de bu kategoride yer alırlar.
- Büyük yarık genişlikleri, önemli derecede pürüzlülük ve dalgalılık içeren süreksizliklerin kesme yerdeğiştirmesi, çekme açılması, dolguların yıkanması ve erime sonucunda gelişebilir. Vadi erozyonu veya buzul çekilmesi sonucunda çekme yoluyla açılan düşeye yakın eğimli süreksizliklerde yarık genişliği çok büyük olabilir.
- Çoğu yeraltı kaya kütlelerinde yarık genişlikleri onlarca, yüzlerce ve hatta binlerce milimetre genişlikteki bazı yıkanma veya genişleme açıklıklarına kıyasla muhtemelen yarım milimetreden daha azdır. Süreksizlikler istisnai şekilde pürüzsüz ve düzlemsel olmadığı sürece, "kapalı" olan süreksizliğin genişliğinin 0,1 mm veya 1,0 mm genişlikte olmasının fazla bir önemi yoktur. Bununla birlikte, yüzey düzensizliklerindeki küçük değişimler hidrolik iletkenliği etkiler.
- Ne var ki, belki de sondaj kuyuları ve tüneller hariç, görünen yarık genişlikleri patlatma veya yeraltı bozuşma olaylarından etkilendiğinden, küçük yarıkların görsel değerlendirmesi güvenilir değildir. Yarık genişliği hidrolik iletkenliği deneyiyle dolaylı olarak ölçülebilir.
- Yarıklar hem gevşeme hem de iletim kapasitesi bakış açısından kaydedilirler. Eklem suyu basıncı, içeri su akışı ve (sıvı ve gaz gibi) depolanmış ürünlerin dışarı akışının hepsi de yarık genişliğinden etkilenirler.

Yarık genişlikleri Tablo II.6'da verilen terimlerle tanımlanabilir.

Tablo II.5 Pürüzlülük için tanımlayıcı terimler.

I	Pürüzlü, basamaklı
II	Pürüzsüz, basamaklı
III	Kayma çizikli, basamaklı
IV	Pürüzlü, dalgalı
V	Pürüzsüz, dalgalı
VI	Kayma çizikli, dalgalı
VII	Pürüzlü, düzlemsel
VIII	Pürüzsüz, düzlemsel
IX	Kayma çizikli, düzlemsel

Tablo II.6 Yarık genişliği için boyutlar.

Yarık genişliği	Tanımlama	
< 0,1 mm	Çok sıkı	
0,1 – 0,25 mm	Sıkı	"Kapalı" süreksizlikler
0,25 – 0,5 mm	Kısmen açık	
0,5 – 2,5 mm	Açık	
2,5 – 10 mm	Orta derecede geniş	"Boşluklu" süreksizlikler
> 10 m	Geniş	
1 – 10 cm	Çok geniş	
10 – 100 cm	Aşırı geniş	"Açık" süreksizlikler
> 1 m	Mağaralı	

II.2.3 Dolgu Tanımlaması

H Dolgu Tipi ve Genişliği

- Dolgu, süreksizliklere bitişik kaya yüzeylerini ayıran kalsit, klorit, kil, silt, fay kili, breş vb. malzemeye verilen isimdir. Birbirine komşu kaya yüzeylerine dik uzaklığa (açık çatlaktaki mesafenin aksine) dolgunun *genişliği* denir.
- Oluşumlarındaki farklılıklara bağlı olarak, dolgulu süreksizlikler özellikle kesme dayanımı, şekil değiştirebilirlik ve iletkenlik başta olmak üzere geniş bir fiziksel davranış aralığı sunarlar. Kısa ve uzun dönem davranışı oldukça farklı olabilir; elverişli kısa dönem koşulları kolaylıkla yanıltıcı olabilir.
- Fiziksel davranışın geniş aralığı çok sayıda faktöre bağlıdır. Bunlardan en önemlileri aşağıda verilmiştir:
    - Dolgu malzemesinin mineralojisi (Tablo II.1)
    - Tane boyu dağılımı (Tablo II.2)
    - Aşırı konsolidasyon oranı
    - Su içeriği ve iletkenlik (Tablo II.11)
    - Önceki kesme yerdeğiştirmesi
    - Yüzey pürüzlülüğü (Şekil II.3 ve Tablo II.5)
    - Yüzey kayasının kırılması veya ezilmesi.
- Bu faktörleri kaydetmeye yönelik her girişimde kullanılan nicel tanımlamalar mümkün olduğunca çizimler ve/veya en önemli oluşumların fotoğrafları ile birlikte yapılmalıdır. Duraylılık için önemli bir tehdit oluşturan büyük süreksizliklerin daha yakından incelenmesinde bazı indeks deneylerinin kullanılması tavsiye edilir. Önemli bir tesisin yukarısında kritik bir yapısal özellik içeren bir yamaç durumu gibi bazı özel durumlarda bu arazi tanımlamaları için büyük ölçekli arazi deneyleri gerekebilir.

II.2.4 Kaya Kütlesi Tanımlaması

İ Açıklık

- Kırıksız kayadan oluşan bireysel blokların boyutu önemli ölçüde birbirine komşu süreksizlikler arasındaki mesafe ile kontrol edilir. Açıklığı küçük birkaç takım kaya kütlesinde düşük kohezyon koşulları verirken, büyük açıklıkların kilitlenmeli koşullar vermesi daha olasıdır. Bu etkiler bireysel süreksizliklerin devamlılığına bağlıdır.
- Küçük açıklıklar bazı istisnai durumlarda kaya kütlesi yenilme modunu düzlemsel veya kamadan dairesele, hatta akmaya değiştirebilir (örnek; kuvarsitte "şeker küpü" kesme zonu). Anormal derecede küçük açıklıklarda yenilmenin küçük kaya parçalarının dönme veya yuvarlanması şeklinde oluşmasından dolayı, yönelimin etkisi küçüktür.
- Yönelim durumunda olduğu gibi, diğer deformasyon koşulları (yani, kayma için düşük kesme dayanımı ile süreksizlikler veya eklem takımları) mevcut olduğu zaman açıklığın önemi artar.
- Bireysel süreksizliklerin ve bunlarla ilgili takımların açıklığının kütle iletkenliği ve sızma özellikleri üzerine etkisi çok büyüktür. Genelde, herhangi bir takımın hidrolik iletkenliği (bireysel eklemlerin yarık genişliklerinin önemli boyutlarda olması halinde) açıklık ile ters orantılıdır.

Açıklık, Tablo II.7'de verilen terimlerle tanımlanabilir.

Tablo II.7 Açıklık boyutları.

Tanım	Açıklık (mm)
Aşırı derecede yakın açıklık	< 20
Çok yakın açıklık	20 – 60
Yakın açıklık	60 – 200
Orta derecede açıklık	200 – 600
Geniş açıklık	600 – 2000
Çok geniş açıklık	2000 – 6000
Aşırı derecede geniş açıklık	> 6000

J Devamlılık

- Devamlılık, bir düzlem içinde süreksizliğin alansal yayılımına veya boyutuna işaret eder. Yüzey mostralarında süreksizlik iz uzunluklarının gözlenmesi suretiyle kabaca nicelleştirilebilir. En önemli kaya kütlesi parametrelerinden biri olsa da, nicelleştirilmesi en zordur.

- Belirli bir takıma ait süreksizlikler çoğu zaman diğer takımdakilere kıyasla daha devamlıdır. Bu nedenle, minör takımlar büyük özelliklerle karşılaştıklarında sonlanma eğilimindedirler veya sağlam kayada sonlanabilirler.
- Kaya şevleri durumunda duraylılık açısından elverişsiz şekilde yönlenmiş süreksizliklerin devamlılığının değerlendirilmesi çok önemlidir. Bitişik kaya bloklarının altında süreksizliklerin sağlam kayada sonlanmadan devam etmesinin veya diğer süreksizliklerle karşılaştığı zaman sonlanmasının derecesi, nihai yenilmede kırıksız kayanın sürece dahil olma derecesini belirler. Belki de daha doğru bir ifadeyle, bir süreksizlik yüzeyinin gelişmesi için bitişik süreksizlikler arasında "aşağı doğru basamaklanma" derecesini belirler. Devamlılık ayrıca bir şev tepesinin gerisinde çekme çatlağı oluşumu açısından da çok önemlidir.
- Kaya mostraları çoğu zaman devamlı süreksizliklerin uzunluğuna veya alanına kıyasla küçük olup, gerçek devamlılık sadece tahmin edilebilir. Mostra veren süreksizliklerin eğim uzunluğunu ve doğrultu uzunluğunu ölçmek her zaman mümkün değildir; bu nedenle, bunların bir kaya kütlesi içinde belirli bir düzlemdeki devamlılığı olasılık teorisi kullanılarak hesaplanır. Bununla birlikte, çoğu kaya mostralarında yapılan arazi ölçümlerinde güçlükler ve belirsizlikler söz konusudur.

Devamlılık, Tablo II.8'de verilen terimlerle tanımlanabilir.

Tablo II.8 Devamlılık boyutları.

Çok düşük devamlılık	< 1 m
Düşük devamlılık	1 – 3 m
Orta devamlılık	3 – 10 m
Yüksek devamlılık	10 – 20 m
Çok yüksek devamlılık	> 20 m

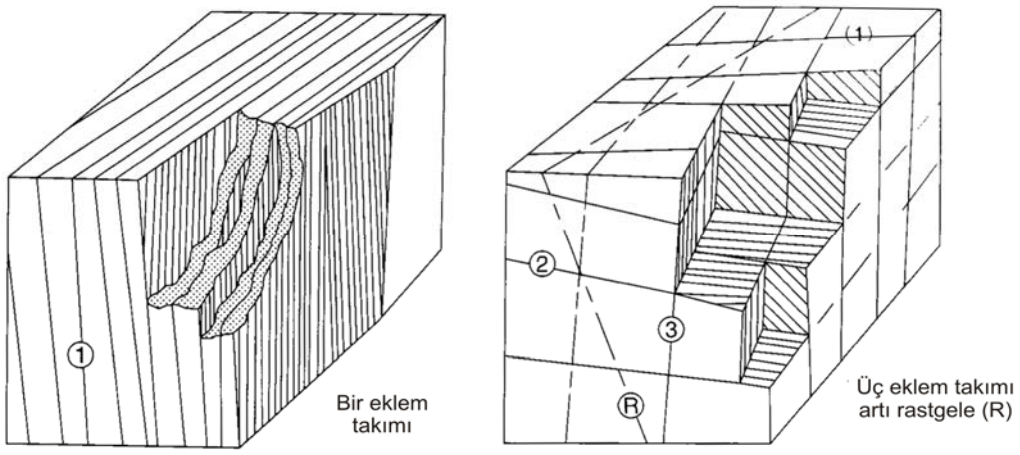
K Takım Sayısı

- Bir kaya kütlesinin mekanik davranışı ve görünüşü birbirini kesen süreksizlik takımlarından etkilenir. Takım sayısı kırıksız kaya yenilmesi olmadan kaya kütlesinin şekil değiştirebilme derecesini belirlediğinden, mekanik davranış özellikle etkilenir. Takım sayısı ayrıca doğal veya kazılmış kayalarda blokların gevşemesi ve yerdeğiştirmesinden dolayı kaya kütlesinin görünümünü de etkiler (Şekil II.4).
- Süreksizlik takım sayısı (süreksizliklerin şeve göre izafî yönelimine ek olarak) kaya şev duraylılığı için önemli bir özellik olabilir. Yakın açıklıklı çok sayıda eklem takımı içeren bir kaya kütlesi şev yenilmesinin potansiyel modunu yanal düz kaymadan veya devrilmeden dönmeye/dairesele değiştirebilir.
- Tünel duraylılığı durumunda genellikle üç veya dört takım, deformasyon açısından üçten az takım içeren kaya kütlesindekine kıyasla daha yüksek "serbestlik dereceli" üç boyutlu bir blok yapısı oluşturur. Meselâ, kuvvetli folyasyon gösteren ve çok yakın açıklıklı sadece bir eklem takımı içeren bir fillit, geniş açıklıklı üç eklem içeren bir granitteki kadar iyi bir tünel açma koşulu sunabilir. Tüneldeki aşırı sökülme miktarı genellikle takım sayısından kuvvetlice etkilenir.

Yerel olarak (örnek; bir tünelin uzunluğu boyunca) oluşan eklem takım sayısı aşağıdaki şemaya göre tanımlanabilir:

I masif, ara sıra rasgele eklemler
II bir eklem takımı
III bir eklem takım artı rasgele
IV iki eklem takımı
V iki eklem takım artı rasgele
VI üç eklem takımı
VII üç eklem takımı artı rasgele
VIII dört veya daha fazla eklem takımı
IX zemin benzeri ezilmiş kaya.

Büyük bireysel süreksizlikler bireysel olarak kaydedilmelidir.



Şekil II.4 Eklem takım sayısının kaya kütlelerinin mekanik davranışı ve görünümü üzerine etkisini gösteren örnekler (ISRM, 1981a).

L Blok Boyutu ve Şekli

- Blok boyutu kaya kütlesi davranışının önemli bir belirtecidir. Blok boyutları süreksizlik açıklığı, takım sayısı ve potansiyel blokları sınırlayan süreksizliklerin devamlılığı ile belirlenir.
- Takım sayısı ve süreksizlik blok şeklini belirler; blok şekilleri yaklaşık olarak küp, rombik, yapraklar vb. şeklinde olabilir. Ancak, bir takım içindeki eklemler çok ender durumda tutarlı bir şekilde paralel olduklarından, düzenli geometrik şekillerin bulunması kuraldan ziyade bir istisnadır. En düzenli blok şekilleri genellikle sedimenter kayalardaki eklemlenme yoluyla oluşmaktadır.
- Blok boyutu ve blok arası kesme dayanımının birleşik özelliği, kaya kütlesinin belirli bir gerilme altındaki mekanik davranışını belirler. Büyük bloklardan oluşan kaya kütleleri daha az şekil değiştirme eğiliminde olup, yeraltı inşaatı durumunda uygun kemerlenme ve kilitlenme koşulları gelişir. Şevler durumunda ise; bir küçük blok boyutu, potansiyel yenilme modunun süreksiz kaya kütleleri ile ilişkili düz kayma ya da devrilme modu yerine zemindekine (örnek; dairesel/rotasyonel) benzemesine neden olabilir. İstisnai durumlarda "blok" boyutu (kuvarsitlerdeki "şeker küpü" durumunda olduğu gibi) akma oluşacak kadar küçük olabilir.
- Taş ocağı işletmesi ve patlatma etkinliği arazideki blok boyutu ile ilgilidir. Kaya kütlesindeki blok boyutu dağılımını zeminlerdeki tane boyu dağılımı gibi düşünmek yararlı olabilir.
- Blok boyutu tipik blokların ortalama boyutu (blok boyutu indeksi, I_b) veya bir kaya kütlesinin birim hacmini kesen toplam eklem sayısı ile tanımlanabilir.

Tablo II.9'da blok boyutuna karşılık gelen tanımlayıcı terimler verilmiştir.

$J_v > 60$ değerleri kil içermeyen ezik zonda tipik olan ezilmiş kayayı temsil eder.

Kaya Kütleleri: Blok boyutu ve şekli konusunda bir fikir vermek üzere, kaya kütleleri aşağıdaki sıfatlarla tanımlanabilir (Şekil II.5):

(i) *masif* – az sayıda eklem veya çok geniş açıklık
(ii) *bloklu* – yaklaşık eşit boyutlu
(iii) *tablamsı* – bir boyut diğer ikisinden önemli ölçüde küçük.
(iv) *kolonsu* – bir boyut diğer ikisinden önemli ölçüde büyük
(v) *düzensiz* – blok boyut ve şeklinde düzensiz değişimler
(vi) *ezik* – "şeker küpü" oluşturacak derecede aşırı eklemli.

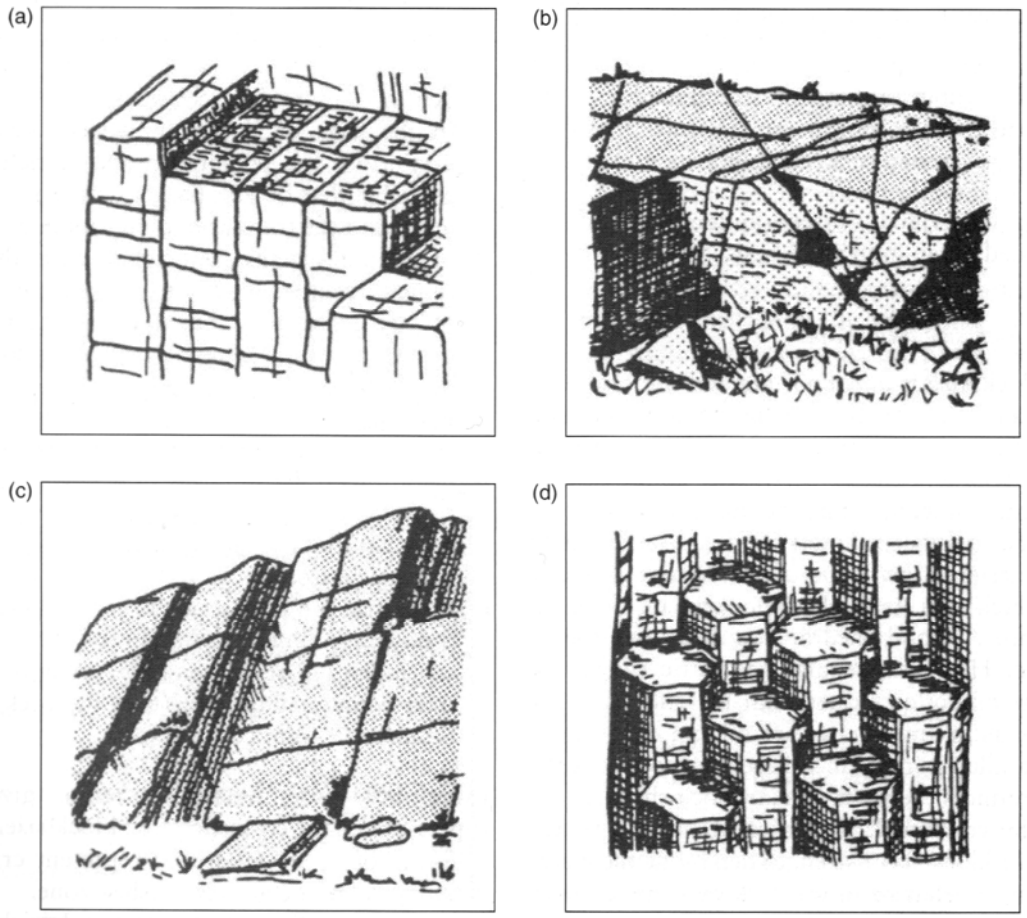
Tablo II.9 Blok boyutları.

Tanımlama	J_v (eklem/m^3)
Çok büyük bloklar	< 1,0
Büyük bloklar	1 – 3
Orta boylu bloklar	3 – 10
Küçük bloklar	10 – 30
Çok küçük bloklar	> 30

II.5.5 Yeraltı Suyu

M Sızma

- Kaya kütlelerindeki su sızması başlıca su ileten süreksizliklerdeki akıştan (ikincil hidrolik iletkenlikten) ileri gelir. Zayıf bağlanmış kumtaşı gibi bazı sedimenter kayalar durumunda kayanın "birincil" hidrolik iletkenliği, toplam sızmanın önemli bir bölümü gözeneklerde oluşacak şekilde önemli olabilir. Sızma hızı yerel hidrolik eğim ile orantılı olup, yönsel iletkenlik ile ilişkilidir; oransallık laminer akışa bağlıdır. Açık süreksizliklerdeki yüksek hız, çalkantıdan dolayı artan bir yük kaybına neden olabilir.
- Yeraltı su seviyesinin ve ayrıca sızma izlerinin yerleri ile yaklaşık su basıncının kestirilmesi, duraylılık veya inşaat güçlükleri konusunda önceden bir uyarı sağlayabilir. Herhangi bir arazi iletkenlik deneyi önerilmeden önce kaya kütlelerinin arazi tanımlaması yapılmış olmalıdır; bu nedenle, araştırmanın ilk aşamalarında bu faktörler dikkatlice değerlendirilmelidir.



Şekil II.5 Blok şekillerini ifade eden kaya kütlesi çizimleri: (a) Bloklu, (b) düzensiz, (c) tablamsı ve (d) kolonsu (ISRM, 1981a).

- Kaya kütlelerinde dayklar, kil dolgulu süreksizlikler veya iletkenliği düşük tabakalardan dolayı düzensiz yeraltı su seviyeleri ve asılı su tablalarına rastlanabilir. Bu potansiyel akma bariyerlerinin ve bunlarla ilişkili düzensiz su tablasının belirlenmesi, böyle bariyerlerin büyük derinliklerde delinmesi sonucunda büyük su basınçları ile karşılaşılan tünel gibi projelerde özellikle önemlidir.
- Bir kazı içine drenaj yoluyla akan su sızmasının, alçalan su tablasının yakında bulunan ve kil üzerine oturan yapıların oturması şeklinde daha uzak alanları etkilemesi söz konusu olabilir.
- Yerel hidrojeolojinin yaklaşık tanımı, duraylılığa göre izafî önemleri açısından bireysel süreksizlikler veya belirli setlerdeki sızmanın ayrıntılı gözlemleri ile desteklenmelidir. Sahadaki son yağış durumu (eğer biliniyorsa) hakkında kısa bir yorum, bu gözlemlerin değerlendirilmesi açısından faydalı olacaktır. Yeraltı suyu trendi ve yağış ile sıcaklığa dair ilave kayıtlar ekstra bilgi olarak yararlı olur.
- Kaya şevleri durumunda ön tasarım hesaplamaları efektif normal gerilmenin varsayılan değerlerine dayanır. Arazi gözlemleri sonucunda, su ile dolu bir çekme çatlağının bulunduğu ve kaya kütlesinin de kolaylıkla drene olamadığı bir örnekteki gibi, su basıncı hakkında kötümser varsayımlar yapılması durumunda bu varsayım şev tasarımını etkiler. Ayrıca, kaya yamaçların yüzünde drenaj izlerini bloke eden mevsimsel donmalardan dolayı yüksek su basıncının gelişebildiği arazi gözlemleri de tasarımı etkiler.

Dolgusuz ve dolgulu bireysel süreksizliklerden veya bir tünelde ya da yüzey mostrasında açığa çıkan belirli takımlardan meydana gelen sızma Tablo II.10 ve II.11'deki tanımlayıcı terimlere göre değerlendirilebilir.

Bir tünel örneğindeki gibi, kaya kütlesi için bir dren olarak iş gören bir kazı durumunda, yapının bireysel bölümleri içine akışın belirlenmesi yararlı olacaktır. Yeraltı su seviyesi düşebileceği için veya kaya kütlesindeki su miktarı azalacağı için, bu işlemin ideal olarak kazıdan hemen sonra yapılması gerekir. Sızma miktarları ile ilgili tanımlamalar Tablo II.12'de verilmiştir.

Tablo II.10 Dolgusuz süreksizliklerde sızma miktarları.

Sızma sınıfı	Tanım
I	Süreksizlik çok sıkı ve kuru; süreksizlik boyunca su akması mümkün gözükmüyor.
II	Süreksizlik kuru; su akışı ile ilgili hiçbir belirti yok.
III	Süreksizlik kuru fakat, pas lekeleri şeklinde su akış emaresi var.
IV	Süreksizlik nemli fakat serbest su yok.
V	Süreksizlikte sızma var; ara sıra damla şeklinde fakat sürekli akış yok.
VI	Süreksizlikte devamlı su akışı var; akış l/dak cinsinden hesaplanır ve basınç da düşük, orta ve yüksek olarak tanımlanır.

- Büyük kaya şevleri inşasında yüzey drenlerinin, eğik sondaj deliklerinin veya drenaj galerilerinin olası etkinliğine dair bir arazi değerlendirmesi yapılmalıdır. Bu değerlendirme şevle ilişkili süreksizliklerin yönelimi, açıklığı ve yarık genişliklerine bağlıdır.
- Kaya kütlesi içindeki sızma yolları boyunca donma ve buzun potansiyel etkisi değerlendirilmelidir. Süreksizliklerin yüzey izlerinde yapılan sızma gözlemleri donma sıcaklıklarında yanıltıcı olabilir. Buzla bloke edilmiş olası drenaj yolları, kaya kazısı yüzey kötüleşmesi ve genel duraylılık açısından değerlendirilmelidir.

Tablo II.11 Dolgulu süreksizliklerde sızma miktarları.

Sızma sınıfı	Tanım
I	Dolgu malzemeleri çok aşırı konsolide ve kuru; düşük geçirgenlikten dolayı fazla akış ihtimal dışı.
II	Dolgu malzemeleri nemli fakat serbest su yok.
III	Dolgu malzemeleri ıslak; araşıra su damlaması.
IV	Dolgu malzemesinde yıkanma belirtileri; devamlı su akışı; l/dak olarak hesaplanır.
V	Dolgu malzemesi yerel olarak yıkanmış; yıkanmış kanallarda önemli miktarda su akışı; akış l/dak cinsinden hesaplanır ve basınç da düşük, orta ve yüksek olarak tanımlanır.
VI	Dolgu malzemesi tamamen yıkanmış; özellikle ilk mostrada çok yüksek su basınçları; akış l/dak cinsinden hesaplanır ve basınç tanımlanır.

Tablo II.12 Tünellerde sızma miktarları.

Kaya kütlesi (örnek; tünel duvarı)	
Sızma sınıfı	Tanımlama
I	Kuru duvarlar ve tavan; tespit edilebilir sızma yok.
II	Minör sızma; damlayan süreksizlikler belirlenir.
III	Orta derecede içeri akış; sürekli akış gösteren süreksizlikler belirlenir (kazının 10 m uzunluğu için akış l/dak cinsinden hesaplanır).
IV	İleri derecede içeri akış; kuvvetli akış gösteren süreksizlikler belirlenir (kazının 10 m uzunluğu için akış l/dak cinsinden hesaplanır).
V	Aşırı derecede içeri akış; bunların kaynakları belirlenir (kazının 10 m uzunluğu için akış l/dak cinsinden hesaplanır).

II.3 Arazi Haritalama Formları

Bu ekte verilen iki haritalama formu yine bu eklerde verilen nicel jeolojik verileri kaydetmede bir araç olarak kullanılmaktadır.

Form 1 – Kaya Kütlesi Tanımlama Formu Kaya malzemesini renk tane boyu ve dayanım; kaya kütlesini de blok şekli, boyut, bozuşma ve süreksizlik takım sayısı ve açıklıkları cinsinden tanımlar.

Form 2 – Süreksizlik İnceleme Veri Formu her bir süreksizliği tip, yönelim, devamlılık, yarık genişliği, yüzey pürüzlülüğü ve su akışı cinsinden tanımlar. Bu form hem mostra (veya tünel) haritalama verilerini hem de yönelimli karot verilerini (devamlılık ve yüzey şekli hariç) kaydetmede kullanılabilir.

KAYA KÜTLESİ TANIMLAMASI VERİ TOPLAMA FORMU

GENEL BİLGİ

Yer

Istasyon/Delik No

Tarih: Gün | Ay | Yıl

Gözlemci

Lokalite tipi

1. Doğal mostra
2. Inşaat kazısı
3. Deneme çukuru
4. Hhendek
5. Galeri
6. Tünel
7. Sondaj deliği

Yamaç uzunluğu

Toplam sayfa adedi

Yamaç yüksekliği

Çizim

Fotoğraf: Evet

Karot boyutu: N/A

0. Hayır
1. Evet

Açıklamalar (mostra tipi, duraylılık koşulları, tasarım sorunları vs.)

KAYA MALZEME BİLGİSİ

Renk

1. Açık
2. Koyu

1. Pembemsi
2. Kırmızımsı
3. Sarımsı
4. Kahverengimsi
5. Zeytin yeşili
6. Yeşilimsi
7. Mavimsi
8. Grimsi

1. Pembe
2. Kırmızı
3. Sarı
4. Kahverengi
5. Zeytin
6. Yeşil
7. Mavi
8. Beyaz
9. Gri
10. Siyah

Tane boyu

1. Çok iri (>60mm)
2. İri (2-60mm)
3. Orta (60μ-2mm)
4. Ince (2-60μ)
5. Çok ince (<2μ)

Basınç dayanımı

	Mpa
S1. Çok yumuşak kil	<0.025
S2. Yumuşak kil	0.025-0.05
S3. Sağlam kil	0.05-0.10
S4. katı kil	0.10-0.25
S5. Çok katı kil	0.25-0.50
S6. Sert kil	>0.50
R0. Aşırı zayıf kaya	0.25-1.0
R1. Çok zayıf kaya	1.0-5.0
R2. Zayıf kaya	5.0-25
R3. Orta sağlam kaya	25-50
R4. Sağlam kaya	50-100
R5. Çok sağlam kaya	100-250
R6. Aşırı sağlam kaya	>250

Basınç dayanımını belirleme yöntemi

1. Ölçülmüş
2. Değerlendirilmiş

Kaya tipi

Kayayı tanımlamada kullanılan nitel terimler

KAYA KÜTLESİ BİLGİSİ

Doku

1. Bloklu
2. Tablamsı
3. Kolonlu
4. Parçalı

Blok boyutu

1. Çok büyük (>8m³)
2. Büyük (0.2-8m³)
3. Orta (0.008-0.2 m³)
4. Küçük (0.0002-0.008m³)
5. Çok küçük (<0.0002 m³)

Bozuşma durumu

1. Taze
2. Hafif
3. Orta
4. Yüksek
5. Tamamen
6. Rezidüel zemin

Majör süreksizlik takım sayısı: Hat

SÜREKSİZLİK AÇIKLIĞI/ SONDAJ KUYUSU YÖNELİMİNİ BELİRLEMEK İÇİN HAT İNCELEMESİ

	Hattın/deliğin dalımı	Hattın/deliğin gidişi	Hattın uzunluğu (m)	Kırık sayısı	Açıklık	Açıklamalar/ genel açıklık
Hat 1						
Hat 2						
Hat 3						

Süreksizlik açıklığı

1. Aşırı yakın (<20mm)
2. Çok yakın (20-60mm)
3 yakın (60-200mm)
4. Orta (200-600 mm)
5. Geniş (600-2000mm)
6. Çok geniş (2000-6000mm)
7. Aşırı geniş (>6000mm)

SÜREKSİZLİK İNCELEMESİ VERİ TOPLAMA FORMU

GENEL BİLGİ

Yer [ ] Istasyon/kuyu no [ ] Tarih Gün [ ] Ay [ ] Yıl [ ] Gözlemci [ ] Süreksizlik verileri sayfa no [ ] / [ ]

SÜREKSİZLİĞİN DOĞASI VE YÖNELİMİ

Zincirleme veya derinlik	Tip	Eğim miktarı	Eğim yönü	Devamlılık	Bitiş	Yarık genişliği	Dolgu çeşidi	Dolgu dayanımı	Yüzey pürüzlülüğü	Yüzey şekli	Dalgalanma dalga boyu	Dalgalanma genliği	JRC	Su akışı	Açıklık	Açıklamalar

Tip
0. Fay zonu
1. Fay
2. Eklem
3. Klivaj
4. Şistozite
5. Makaslama
6. Fisür
7. Çekme çatlağı
8. Folyasyon
9. Tabakalanma

Devamlılık
1. Çok düşük devamlılık <1 m
2. Düşük devamlılık 1–3 m
3. Orta devamlılık 3–10 m
4. Yüksek devamlılık 10–20 m
5. Çok yüksek devamlılık >20 m

Yarık genişliği
1. Çok sıkı (<0.1 mm)
2. Sıkı (0.1-0.25 mm)
3. Kısmen açık (0.25-0.5 mm)
4. Açık (0.5-2.5 mm)
5. Orta açık (2.5-10 mm)
6. Geniş (>10 mm)
7. Çok geniş (1-10 cm)
8. Aşırı geniş (10-100 cm)
9. Erime boşluklu (>1m)

Dolgu özelliği
1. Temiz
2. Yüzeyde lekeler
3. Kohezyonsuz
4. Inaktif kil veya kil matriksi
5. Şişen kil veya kil matriksi
6. Çimentolu
7. Klorit, talk veya jips
8. Diğer-belirtilmemiş

Basınç dayanımı

	MPa
S1. Çok yumuşak kil	<0.025
S2. Yumuşak kil	0.025-0.05
S3. Sağlam kil	0.05-0.10
S4. Katı kil	0.10-0.25
S5. Çok katı kil	0.25-0.50
S6. Sert kil	>0.50
R0. Aşırı zayıf kaya	0.25-1.0
R1. Çok zayıf kaya	1.0-5.0
R2. Zayıf kaya	5.0-25
R3. Orta sağlam kaya	25-50
R4. Sağlam kaya	50-100
R5. Çok sağlam kaya	100-250
R6. Aşırı sağlam kaya	>250

Su akışı (açık)
0. Süreksizlik çok sıkı ve kuru; su akışı mümkün görünmüyor
1. Süreksizlik kuru ve su akışı emaresi yok
2. Süreksizlik kuru fakat akış izleri var (pas, leke vb.)
3. Süreksizlik nemli fakat serbest su akışı yok
4. Süreksizlikte sızma var arasıra su damlaması fakat devamlı akış yok
5. Süreksizlikte devamlı akış var (l/dak olarak tahmin ediniz ve basıncı da düşük, orta, yüksek şeklinde tanımlayınız.)

Su akışı (dolgulu)
6. Dolgu malzemesi aşırı konsolide ve kuru; çok düşük geçirgenlikten dolayı önemli miktarda akış mümkün görünmüyor.
7. Dolgu malzemesi nemli fakat serbest su yok
8. Dolgu malzemesi ıslak; ara sıra su damlaması
9. Dolgu malzemesinde yıkanma işaretleri; devamlı su akışı
10. Dolgu malzemesi yerel olarak yıkanmış; yıkanmış kanallarda önemli miktarda su akışı (l/dak olarak tahmin ediniz ve basıncı da düşük, orta, yüksek şeklinde tanımlayınız.)

Bitiş
0. Uçlardan hiçbiri görünmüyor
1. Bir uç görünüyor
2. Iki uç da görünüyor

Yüzey şekli
1. Basamaklı
2. Dalgalanmalı
3. düzlemsel

Yüzey pürüzlülüğü
1. Pürüzlü
2. Pürüzsüz
3. Parlak
4. çizikli

Açıklık

1. Aşırısık açıklık	<20 mm
2. Çok sık açıklık	20-60 mm
3. Yakın açıklık	60-200 mm
4. Orta derece açıklık	200-600 mm
5. Geniş açıklık	600-2000 mm
6. Çok geniş açıklık	2000-6000 mm
7. Aşırı geniş açıklık	

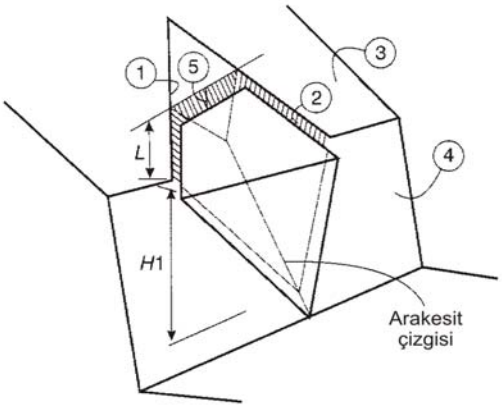
Kama Duraylılığı İçin Kapsamlı Çözüm

III.1 Giriş

Bu ekte Bölüm 7'de açıklanan kama tipi yenilmesi için emniyet katsayısını hesaplama denklemleri ve prosedürleri sunulmuştur. Bu kapsamlı çözüm; eğimli bir üst yüzey ve bir çekme çatlağı, su basınçları, her bir düzlemde farklı kesme dayanımları ve en çok iki adet olmak üzere dış kuvvetler de dahil olmak üzere, beş yüzey ile tanımlanan kama geometrisini (Şekil III.1) kapsamaktadır. Bir kama üzerine etkiyebilen dış kuvvetler gerdirmeli ankraj desteği, temel yükleri ve deprem hareketi şeklinde olabilir. Bu kuvvetler; büyüklük, dalım ve gidişi tanımlanan vektörlerdir. Gerekli olduğu durumda birkaç kuvvet vektörü iki kuvvet sınırını karşılayacak şekilde birleştirilebilir. Tüm kuvvetlerin ağırlık merkezine etkidiği ve hiçbir moment oluşturmadığı ve ayrıca herhangi bir rotasyonel kayma ya da devrilme meydana gelmediği varsayılır.

III.2 Analiz Yöntemleri

Bu ekte sunulan denklemler *Kaya Şev Mühendisliği*'nin (Hoek ve Bray, 1981) üçüncü baskısında Ek 2'de verilenler ile aynıdır. Bu denklemler değişken olmakla birlikte, geniş bir aralıktaki geometrik ve jeoteknik koşulların duraylılığı bunlarla hesaplanabilmektedir. Bu denklemler SWEDGE (Rocscience, 2001) ve ROCKPACK III (Watts, 2001) gibi kama duraylılık analiz programlarının temelini oluşturmaktadır. Bunun yanında, analizle ilgili iki sınırlama Altbölüm III.3'de verilmiştir.



Şekil III.1 Bir kamanın boyutunu ve şeklini tanımlayan boyutlar.

Bu ekte sunulan kapsamlı çözüme bir alternatif olarak, daha kısıtlı sayıdaki girdi parametreleri için iki kısa analiz bulunmaktadır. Şekil III.1'de 1, 2, 3 ve 4 numaralı düzlemler tarafından oluşturulan fakat çekme çatlağı içermeyen bir kamaya ait hesaplama prosedürü Altbölüm 7.3'de sunulmuştur. Kesme dayanımı 1 ve 2 numaralı düzlemler üzerindeki farklı kohezyonlar ve içsel sürtünme açıları ile belirlenir ve su basıncı koşulu için de şevin doygun olduğu kabul edilir. Ancak, bu analize dış kuvvetler dahil edilememektedir.

İkinci bir hızlı hesaplama şekli yine *Kaya Şev Mühendisliği* kitabının üçüncü baskısında Ek 2'nin ilk kısmında sunulmuştur. Bu analiz de çekme çatlağı veya dış kuvvetleri hesaba katmasa da, iki takım kesme dayanımı parametresi ve su basıncını kapsar.

III.3 Analizin Sınırlamaları

Bu ekte sunulan kapsamlı duraylılık analizinde 3 numaralı düzlemin ve arakesit çizgisinin göreceli eğimleri ile ilişkili bir geometrik sınırlama ile birlikte su basınçlarını değiştirmede belirli bir prosedür söz konusudur. Bu iki sınırlama ilgili açıklamalar aşağıda verilmiştir.

Kama Geometrisi: Üst yüzeyi (düzlem 3) fazlaca eğimli ve arakesit çizgisinin eğimi üst yüzeyden küçük olan (yani, $\psi_3 > \psi_i$) kamalar için düzlem ile çizgi arasında bir kesişme yoktur; program "çekme çatlağı geçersiz" şeklindeki hata mesajı ile sona erer (bkz. III.50'den III.53'e kadar olan denklemler). Bu hata mesajının nedeni, hesaplama prosedüründe önce kamanın genel boyutlarının şev yüzünden tepe noktasına (arakesit çizgisinin 3 numaralı düzlemle kesiştiği yere) kadar hesaplanması; daha sonra çekme çatlağı ile tepe noktası arasındaki kamanın hesaplanması ve son olarak da kamanın genel boyutlarından üst kamanın çıkarılmasıyla çekme çatlağı ile şev yüzü arasındaki kamanın boyutlarının bulunmasıdır (bkz. III.54'den III.57'ye olan denklemler).

Ancak, $\psi_3 > \psi_i$ olduğu durumdaki kama geometrisinde bir çekme çatlağı (düzlem 5) bulunduğu takdirde halen bir kama oluşabilir ve farklı denklem grupları kullanılarak emniyet katsayısı hesaplanabilir. YAWC (Kielhorn, 1998) ve KBSLOPE (PanTechnica, 2002) bu geometriyi içeren kamaların duraylılığını inceleyen programlardan ikisidir.

Su Basıncı: Analizde, yan düzlemlerdeki (u_1 ve u_2) ve çekme çatlağındaki (u_5) su basıncının ortalama değerleri kullanılır. Bu değerler, kamanın tamamının doygun olduğu varsayımıyla hesaplanır; yani, su tablası ile şev üst (düzlem 3) yüzeyi aynı seviyededir ve basınç 1 ve 2 numaralı düzlemlerin şev yüzeyini (düzlem 4) kestiği yerde sıfıra düşer. Bu basınç dağılımları aşağıda açıklandığı gibi benzeştirilir. Çekme çatlağının bulunmadığı durumda 1 ve 2 numaralı düzlemlerdeki su basıncı $u_1 = u_2 = \gamma_w H_w / 6$ bağıntısı ile ifade edilir. Burada H_w = arakesit çizgisinin iki ucu arasındaki düşey mesafe ile tanımlanan kama yüksekliğidir. İkinci yöntemde çekme çatlağının bulunmasına izin verilir ve $u_1 = u_2 = u_5 = \gamma_w H_{5w} / 3$ olur. Burada, H_{5w} = çekme çatlağı taban noktasının şev üst yüzeyinden itibaren düşey mesafesidir. Daha sonra su kuvvetleri bu basınçların her bir düzlemin alanı ile çarpılmasıyla elde edilir.

Kısmen doygun bir kamanın duraylılığını hesaplamak için, azaltılmış basınçlar suyun birim ağırlığını (γ_w) azaltma şeklinde benzeştirilir; yani, çekme çatlağının üçte birlik kısmının su ile dolu hesaplanmış ise, girdi parametresi olarak $\gamma_w/3$'lük bir birim ağırlık kullanılır. Şevlerdeki su seviyelerinin değişken ve kesin olarak belirlenmesinin zor olmasından dolayı, bu yaklaşımın çoğu amaçlar için yeterli olduğu düşünülür.

III.4 Çözümün Amacı

Bu çözüm, bir kaya şevinde kesişen iki süreksizlik düzlemi (1 ve 2 numaralı düzlemler), şev üst yüzeyi (düzlem 3), şev yüzeyi (düzlem 4) ve bir çekme çatlağı (düzlem 5) (Şekil III.1) tarafından oluşturulan bir tetrahedral kamanın düz kayması için emniyet katsayısını hesaplamaya yöneliktir. Çözüm, iki kayma düzlemi ile çekme çatlağında su basınçlarının ve iki kayma düzleminde farklı dayanım parametrelerinin kullanılmasına izin verir. 3 numaralı düzlemin eğim yönü 4 numaralı düzleminkinden farklı olabilir. Dış yük *E*'nin ve kablo çekmesi *T*'nin etkisi analize dahil edilir ve verilen bir dış yük için en düşük emniyet katsayısının incelemesi ve verilen bir emniyet katsayısı için gerekli ankraj kuvvetini asgariye indirme amacıyla yardımcı kesitler sağlanır.

Çözüm, aşağıdaki koşulların değerlendirilmesine izin verir:

(a) 1 ve 2 numaralı düzlemlerin değiştirilmesi

(b) düzlemlerden birinin diğerini üzerleme olasılığı
(c) tepenin şev topuğunun üstünde askıda kaldığı durum (bu durumda $\eta = -1$) ve
(d) düzlemlerden birinde temasın kaybolma olasılığı.

III.5 Notasyon

Kama geometrisi Şekil III.1'de görsel olarak sunulmuş olup, aşağıdaki girdi verileri gereklidir:

ψ , α = düzlemin eğim ve eğim yönü veya kuvvetin dalımı ve gidişi
H_1 = düzlem 1 ile ilgili şev yüksekliği
L = tepeden çekme çatlağına mesafe; düzlem 1'in izinden ölçülür
u = düzlem 1 ve 2 üzerindeki ortalama su basıncı
c = her bir kayma düzleminin kohezyonu
ϕ = her bir kayma düzleminin sürtünme açısı
γ = kayanın birim ağırlığı
γ_w = suyun birim ağırlığı
T = ankraj kuvveti
E = dış yük
η = yüzeyin sarkması durumunda –1, aksi halde +1

Çözümde kullanılan diğer terimler aşağıdaki gibidir:

F_s = arakesit çizgisi boyunca düzlem 1 veya 2 üzerinde kaymaya karşı emniyet katsayısı
A = kayma düzleminin veya çekme çatlağının alanı
W = kamanın ağırlığı
V = çekme çatlağındaki (düzlem 5) su itkisi

N_a = düzlem 1 toplam normal kuvvet
S_a = düzlem 1 kesme kuvveti
Q_a = düzlem 1'deki kesme direnci
F_{s1} = emniyet katsayısı
} temas sadece düzlem 1'de olduğu zaman

N_b = düzlem 2 toplam normal kuvvet
S_b = düzlem 2 kesme kuvveti
Q_b = düzlem 2'deki kesme direnci
F_{s2} = emniyet katsayısı
} temas sadece düzlem 2'de olduğu zaman

N_1 , N_2 = efektif normal tepkiler
S = düzlem 1 ve 2 üzerindeki toplam kesme kuvveti
Q = düzlem 1 ve 2'deki toplam kesme direnci
F_{s3} = emniyet katsayısı
} temas hem düzlem 1'de hem de düzlem 2'de sağlandığı zaman

$N_1^{'}, N_1^{'}, S'$ vb. = T sıfır olduğu zamanki N_1, N_2, S vb. değerleri
$N_1^{''}, N_2^{''}, S''$ vb. = E sıfır olduğu zamanki N_1, N_2, S vb. değerleri
$\vec{a}$ = düzlem 1 üzerindeki birim normal vektör
$\vec{b}$ = düzlem 2 üzerindeki birim normal vektör
$\vec{d}$ = düzlem 3 üzerindeki birim normal vektör
$\vec{f}$ = düzlem 4 üzerindeki birim normal vektör
$\vec{f}_5$ = düzlem 5 üzerindeki birim normal vektör
$\vec{g}$ = 1 ile 4 numaralı düzlemin arakesit çizgisi yönündeki vektör
$\vec{g}_5$ = 1 ile 5 numaralı düzlemin arakesit çizgisi yönündeki vektör
$\vec{i}$ = 1 ile 2 numaralı düzlemin arakesit çizgisi yönündeki vektör
$\vec{j}$ = 3 ile 4 numaralı düzlemin arakesit çizgisi yönündeki vektör
$\vec{j}_5$ = 3 ile 5 numaralı düzlemin arakesit çizgisi yönündeki vektör
$\vec{k}$ = düzlem 2'de $\vec{i}$ 'ye dik vektör
$\vec{l}$ = düzlem 1'de $\vec{i}$ 'ye dik vektör

$R = \vec{i}$ vektörünün büyüklüğü
$G = \vec{g}$ vektörünün büyüklüğünün karesi
$G_5 = \vec{g}_5$ vektörünün büyüklüğünün karesi

Not : Çekme çatlağı şev topuğundan uzaklaşacak şekilde eğimli olduğu zaman hesaplanan V değeri negatif olsa da, bu bir çekme kuvveti olduğu anlamına gelmez.

III.6 Hesaplamaların Sırası

1. *T ve E kuvvetleri sıfır olduğu veya bunların büyüklük ve yönü tam olarak verildiği zaman emniyet katsayısının hesaplanması.*

(a) 1 – 5 numaralı düzlemlere dik olan birim vektörlerin ve T ile E kuvvetlerinin bileşenleri.

$$(a_x, a_y, a_z) = (\sin\psi_1\sin\alpha_1, \sin\psi_1\cos\alpha_1, \cos\psi_1) \quad \text{(III.1)}$$

$$(b_x, b_y, b_z) = (\sin\psi_2\sin\alpha_2, \sin\psi_2\cos\alpha_2, \cos\psi_2) \quad \text{(III.2)}$$

$$(d_x, d_y, d_z) = (\sin\psi_3\sin\alpha_3, \sin\psi_3\cos\alpha_3, \cos\psi_3) \quad \text{(III.3)}$$

$$(f_x, f_y, f_z) = (\sin\psi_4\sin\alpha_4, \sin\psi_4\cos\alpha_4, \cos\psi_4) \quad \text{(III.4)}$$

$$(f_{5x}, f_{5y}, f_{5z}) = (\sin\psi_5\sin\alpha_5, \sin\psi_5\cos\alpha_5, \cos\psi_5) \quad \text{(III.5)}$$

$$(t_x, t_y, t_z) = (\cos\psi_t \sin\alpha_t, \cos\psi_t \cos\alpha_t, -\sin\psi_t) \quad \text{(III.6)}$$

$$(e_x, e_y, e_z) = (\cos\psi_e \sin\alpha_e, \cos\psi_e \cos\alpha_e, -\sin\psi_e) \quad \text{(III.7)}$$

(b) Değişik düzlemlerin arakesit çizgilerinin yönündeki vektörlerin bileşenleri.

$$(g_x, g_y, g_z)=(f_y a_z - f_z a_y), (f_z a_x - f_x a_z), (f_x a_y - f_y a_x) \quad \text{(III.8)}$$

$$(g_{5x}, g_{5y}, g_{5z}) = (f_{5y} a_z - f_{5z} a_y), (f_{5z} a_x - f_{5x} a_z), (f_{5x} a_y - f_{5y} a_x) \quad \text{(III.9)}$$

$$(i_x, i_y, i_z)=(b_y a_z - b_z a_y), (b_z a_x - b_x a_z), (b_x a_y - b_y a_x) \quad \text{(III.10)}$$

$$(j_x, j_y, j_z)=(f_y d_z - f_z d_y), (f_z d_x - f_x d_z), (f_x d_y - f_y d_x) \quad \text{(III.11)}$$

$$(j_{5x}, j_{5y}, j_{5z}) = (f_{5y} d_z - f_{5z} d_y), (f_{5z} d_x - f_{5x} d_z), (f_{5x} d_y - f_{5y} d_x) \quad \text{(III.12)}$$

$$(k_x, k_y, k_z)=(i_y b_z - i_z b_y), (i_z b_x - i_x b_z), (i_x b_y - i_y b_x) \quad \text{(III.13)}$$

$$(l_x, l_y, l_z)=(a_y i_z - a_z i_y), (a_z i_x - a_x i_z), (a_x i_y - a_y i_x) \quad \text{(III.14)}$$

(c) Değişik açıların kosinüsleri ile orantılı sayılar.

$$m = g_x d_x + g_y d_y + g_z d_z \quad \text{(III.15)}$$
$$m_5 = g_{5x} d_x + g_{5y} d_y + g_{5z} d_z \quad \text{(III.16)}$$
$$n = b_x j_x + b_y j_y + b_z j_z \quad \text{(III.17)}$$
$$n_5 = b_x j_{5x} + b_y j_{5y} + b_z j_{5z} \quad \text{(III.18)}$$
$$p = i_x d_x + i_y d_y + i_z d_z \quad \text{(III.19)}$$
$$q = b_x g_x + b_y g_y + b_z g_z \quad \text{(III.20)}$$
$$g_5 = b_x g_{5x} + b_y g_{5y} + b_z g_{5z} \quad \text{(III.21)}$$
$$r = a_x b_x + a_y b_y + a_z b_z \quad \text{(III.22)}$$
$$s = a_x t_x + a_y t_y + a_z t_z \quad \text{(III.23)}$$
$$v = b_x t_x + b_y t_y + b_z t_z \quad \text{(III.24)}$$
$$w = i_x t_x + i_y t_y + i_z t_z \quad \text{(III.25)}$$
$$s_e = a_x e_x + a_y e_y + a_z e_z \quad \text{(III.26)}$$
$$v_e = b_x e_x + b_y e_y + b_z e_z \quad \text{(III.27)}$$
$$w_e = i_x e_x + i_y e_y + i_z e_z \quad \text{(III.28)}$$
$$s_5 = a_x f_{5x} + a_y f_{5y} + a_z f_{5z} \quad \text{(III.29)}$$
$$v_5 = b_x f_{5x} + b_y f_{5y} + b_z f_{5z} \quad \text{(III.30)}$$
$$w_5 = i_x f_{5x} + i_y f_{5y} + i_z f_{5z} \quad \text{(III.31)}$$
$$\lambda = i_x g_x + i_y g_y + i_z g_z \quad \text{(III.32)}$$
$$\lambda_5 = i_x g_{5x} + i_y g_{5y} + i_z g_{5z} \quad \text{(III.33)}$$
$$\varepsilon = f_x f_{5x} + f_y f_{5y} + f_z f_{5z} \quad \text{(III.34)}$$

(d) Diğer faktörler.

$$R = (1 - r^2)^{0,5} \quad \text{(III.35)}$$
$$= \frac{1}{R^2} \cdot \frac{nq}{|nq|} \quad \text{(III.36)}$$
$$\mu = \frac{1}{R^2} \cdot \frac{mq}{|mq|} \quad \text{(III.37)}$$
$$\nu = \frac{1}{R} \cdot \frac{p}{|p|} \quad \text{(III.38)}$$
$$G = g_x^2 + g_y^2 + g_z^2 \quad \text{(III.39)}$$
$$G_5 = g_{5x}^2 + g_{5y}^2 + g_{5z}^2 \quad \text{(III.40)}$$
$$M = (Gp^2 - 2mp\lambda + m^2R^2)^{0,5} \quad \text{(III.41)}$$
$$M_5 = (G_5p^2 - 2m_5p\lambda_5 + m_5^2 R^2)^{0,5} \quad \text{(III.42)}$$
$$h = \frac{H_1}{|g_z|} \quad \text{(III.43)}$$

$$h_5 = \frac{Mh - |p|L}{M_5} \qquad \text{(III.44)}$$

$$B = [\tan^2\phi_1 + \tan^2\phi_2 - 2(\mu r/\rho) \times \tan\phi_1 \tan\phi_2]/R^2 \qquad \text{(III.45)}$$

(e) 1 ve 2 numaralı düzlemlerin arakesitinin (sırayla) dalım ve gidişi:

$$\psi_i = \arcsin(\nu i_z) \qquad \text{(III.46)}$$

$$\alpha_i = \arctan(-\nu i_z / -\nu i_y) \qquad \text{(III.47)}$$

(III.47) eşitliğindeki $-\nu$ terimi, eğim yönü değerlerini (α_i) hesaplamada doğru kadranı belirlemede gerekli olduğundan, sadeleştirme yoluyla iptal edilmemelidir.

(f) Kama geometrisinin kontrolü.

Kama oluşmaz, hesaplamayı durdur

$$pi_z < 0 \qquad \text{(III.48)}$$

veya

$$qi_z < 0 \qquad \text{(III.49)}$$

ise

Çekme çatlağı geçersiz, hesaplamayı durdur

$$\varepsilon\eta q_5 i_z < 0 \quad \text{veya} \qquad \text{(III.50)}$$

$$h_5 < 0 \quad \text{veya} \qquad \text{(III.51)}$$

$$\left|\frac{m_5 h_5}{mh}\right| > 1 \quad \text{veya} \qquad \text{(III.52)}$$

$$\left|\frac{nq_5 m_5 h_5}{n_5 qmh}\right| > 1 \qquad \text{(III.53)}$$

(g) Yüzeylerin alanları ve kamanın ağırlığı.

$$A_1 = \frac{|mq|h^2 - |m_5 q_5| h_5^2}{2|p|} \qquad \text{(III.54)}$$

$$A_2 = \frac{(|q|)m^2h^2/|n| - |q_5| m_5^2 h_5^2/|n_5|}{|2p|} \qquad \text{(III.55)}$$

$$A_5 = \frac{|m_5 q_5| h_5^2}{2|n_5|} \qquad \text{(III.56)}$$

$$W = \frac{\gamma(q^2m^2h^3)/|n| - q_5^2 m_5^2 h_5^3/|n_5|}{6|p|} \qquad \text{(III.57)}$$

(h) Su basıncı.

(I) Çekme çatlağı yok.

$$u_1 = u_2 = \frac{\gamma_w h |m_5|}{6|p|} \qquad \text{(III.58)}$$

(II) Çekme çatlağı var.

$$u_1 = u_2 = u_5 = \frac{\gamma_w h_5 |m_5|}{3d_z} \qquad \text{(III.59)}$$

$$V = u_5 A_5 \eta \left(\frac{\varepsilon}{|\varepsilon|}\right) \qquad \text{(III.60)}$$

(i) Her iki düzlemde temas olduğu varsayımıyla efektif normal reaksiyonlar.

$$N_1 = \rho\{Wk_z + T(rv - s) + E(rv_e - s_e) + V(rv_5 - s_5)\} - u_1A_1 \qquad \text{(III.61)}$$

$$N_2 = \mu\{Wl_z + T(rs - v) + E(rs_e - v_e) + V(rs_5 - v_5)\} - u_2A_2 \qquad \text{(III.62)}$$

(j) $N_1 < 0$ ve $N_2 < 0$ olduğu zaman emniyet katsayısı (iki düzlemde de temas yok).

$$F_s = 0 \qquad \text{(III.63)}$$

(k) $N_1 > 0$ ve $N_2 < 0$ ise, temas sadece düzlem 1'de sağlanır ve emniyet katsayısı aşağıdaki gibi hesaplanır:

$$N_a = Wa_z - Ts - Es_e - Vs_5 - u_1A_1r \qquad \text{(III.64)}$$

$$S_x = (Tt_x + Ee_x + N_a a_x + Vf_{5x} + u_1A_1b_x) \qquad \text{(III.65)}$$

$$S_y = (Tt_y + Ee_y + N_a a_y + Vf_{5y} + u_1A_1b_y) \qquad \text{(III.66)}$$

$$S_z = (Tt_z + Ee_z + N_a a_z + Vf_{5z} + u_1A_1b_z) + W \qquad \text{(III.67)}$$

$$S_a = (S_x^2 + S_y^2 + S_z^2)^{0,5} \qquad \text{(III.68)}$$

$$Q_a = (N_a - u_1A_1)\tan\phi_1 + c_1A_1 \qquad \text{(III.69)}$$

$$F_{s1} = Q_a / S_a \qquad \text{(III.70)}$$

(l) $N_1 < 0$ ve $N_2 > 0$ ise, temas sadece düzlem 2'de sağlanır ve emniyet katsayısı aşağıdaki gibi hesaplanır:

$$N_b = (Wb_z - Tv - Ev_e - Vv_5 - u_2A_2r) \qquad \text{(III.71)}$$

$$S_x = (Tt_x + Ee_x + N_b b_x + Vf_{5x} + u_2A_2a_x) \qquad \text{(III.72)}$$

$S_y = (Tt_y + Ee_y + N_b b_y + Vf_{5y} + u_2A_2a_y)$ (III.73)

$S_z = (Tt_z + Ee_z + N_b b_z + Vf_{5z} + u_2A_2a_z)+W$ (III.74)

$S_b = (S_x^2 + S_y^2 + S_z^2)^{0,5}$ (III.75)

$Q_b = (N_b - u_2A_2)\tan\phi_2 + c_2A_2$ (III.76)

$F_{s2} = Q_b / S_b$ (III.77)

(m) $N_1 > 0$ ve $N_2 > 0$ ise, temas iki düzlemde de sağlanır ve emniyet katsayısı aşağıdaki gibi hesaplanır:

$S = v(Wi_z - Tw - Ew_e - Vw_5)$ (III.78)

$Q = N_1\tan\phi_1 + N_2\tan\phi_2 + c_1A_1 + c_2A_2$ (III.79)

$F_{s3} = Q / S$ (III.80)

2. Belirli bir büyüklükteki E yükü en kötü yönde uygulandığı zamanki en düşük emniyet katsayısı.

(a) $E = 0$ ile birlikte (III.61), (III.62), (III.78), (III.79) ve (III.80) eşitliklerini kullanarak $N_1'', N_2'', S'', Q'', F_{s3}''$ değerlerini bulunuz.

(b) E uygulanmadan önce bile $N_1'' < 0$ ve $N_2'' < 0$ ise $F_s = 0$'dır; hesaplamayı durdur.

(c) $D = \{(N_1'')^2 + (N_2'')^2 + 2\left(\frac{mn}{|mn|}\right) N_1''N_2''r\}^{0,5}$ (III.81)

$$\psi_e = \arcsin\left\{\left(-\frac{1}{G}\left(\frac{m}{|m|}\right)\cdot N_1''a_z + \frac{n}{|n|}\cdot N_2''b_z\right)\right\} \quad \text{(III.82)}$$

$$\alpha_e = \arctan\left\{\frac{\frac{m}{|m|}\cdot N_1''a_x + \frac{n}{|n|}\cdot N_2''b_x}{\frac{m}{|m|}\cdot N_1''a_y + \frac{n}{|n|}\cdot N_2''b_y}\right\} \quad \text{(III.83)}$$

$E > D$ ise ve E de ψ_e, α_e yönünde veya bu yönü içine alan belirli bir aralıkta uygulanıyorsa, her iki düzlemde temas kaybolur ve $F_s = 0$ olur; hesaplama durdurulur.

(d) $N_1'' > 0$ ve $N_2'' < 0$ ise, sadece E'nin uygulanmasından sonra düzlem 1'de temas olduğunu varsayınız. $E = 0$ ile birlikte (III.65)'den (III.70)'e kadar olan eşitlikleri kullanarak $S_x'', S_y'', S_z'', S_a'', Q_a'', F_{s1}''$ değerlerini bulunuz.

$F_{s1}'' < 1$ ise hesaplamayı durdurunuz.

$F_{s1}'' > 1$ ise:

$$F_{s1} = \frac{S_a''Q_a'' - E\{(Q_a'')^2 + ((S_a'')^2 - E^2)\tan^2\phi_1\}^{0,5}}{(S_a'')^2 - E^2} \quad \text{(III.84)}$$

$$\psi_{e1} = \arcsin\left(\frac{S_z''}{S_a''}\right) - \arctan\left(\frac{\tan\phi_1}{(F_{s1})}\right) \quad \text{(III.85)}$$

$$\alpha_{e1} = \arctan\left(\frac{S_x''}{S_a''}\right) + 180^0 \quad \text{(III.86)}$$

(e) $N_1'' < 0$ ve $N_2'' > 0$ ise, sadece E'nin uygulanmasından sonra düzlem 2'de temas olduğunu varsayınız. $E = 0$ ile birlikte (III.72)'den (III.77)'ye kadar olan eşitlikleri kullanarak $S_x'', S_y'', S_z'', S_b'', Q_b'', F_{s2}''$ değerlerini bulunuz.

$F_{s2}'' < 1$ ise hesaplamayı durdurunuz.

$F_{s2}'' > 1$ ise:

$$F_{s2} = \frac{S_b''Q_b'' - E\{(Q_b'')^2 + ((S_b'')^2 - E^2)\tan^2\phi_2\}^{0,5}}{(S_b'')^2 - E^2} \quad \text{(III.87)}$$

$$\psi_{e2} = \arcsin\left(\frac{S_z''}{S_b''}\right) - \arctan\left(\frac{\tan\phi_2}{(F_{s2})}\right) \quad \text{(III.88)}$$

$$\alpha_{e2} = \arctan\left(\frac{S_x''}{S_y''}\right) + 180^0 \quad \text{(III.89)}$$

(f) $N_1'' > 0$ ve $N_2'' > 0$ ise, E'nin uygulanmasından sonra her iki düzlemde temas olduğunu varsayınız.

$F''_{s3} < 1$ ise hesaplamayı durdurunuz.

$F''_{s3} > 1$ ise:

$$F_{s3} = \frac{S''Q'' - E\{(Q'')^2 + B((S'')^2 - E^2)\}^{0,5}}{(S'')^2 - E^2} \quad \text{(III.90)}$$

$$\chi = [B + (F_{s3})^2]^{0,5} \quad \text{(III.91)}$$

$$e_x = -\frac{((F_{s3})vi_x - \rho k_x \tan\phi_1 - \mu l_x \tan\phi_2)}{\chi} \quad \text{(III.92)}$$

$$e_y = -\frac{((F_{s3})vi_y - \rho k_y \tan\phi_1 - \mu l_y \tan\phi_2)}{\chi} \quad \text{(III.93)}$$

$$e_z = -\frac{((F_{s3})vi_z - \rho k_z \tan\phi_1 - \mu l_z \tan\phi_2)}{\chi} \quad \text{(III.94)}$$

$$\psi_{e3} = \arcsin(-e_z) \quad \text{(III.95)}$$

$$\alpha_{e3} = \arctan(e_x / e_y) \quad \text{(III.96)}$$

(III.26) ve (III.27) eşitliklerini kullanarak s_e ve v_e'yi hesaplayınız.

$$N_1 = N''_1 + E\rho(rv_e - s_e) \quad \text{(III.97)}$$

$$N_2 = N''_2 + E\mu(rs_e - v_e) \quad \text{(III.98)}$$

$N_1 \geq 0$ ve $N_2 \geq 0$ olduğunu kontrol ediniz.

3. *Emniyet katsayısını* (F_s) *belirli bir değere yükseltmek için gerekli minimum halat veya ankraj kuvveti* (T_{min})

(a) $T = 0$ ile birlikte (III.61), (III.62), (III.78), (III.79) eşitliklerini kullanarak N'_1, N'_2, S', Q' değerlerini bulunuz.

(b) $N'_2 < 0$ ise, $T = 0$ olduğu zaman düzlem 2'de temas kaybolur. T'nin uygulanmasından sonra sadece düzlem 1'de temas olduğunu varsayınız. (III.65)'den (III.69)'a olan denklemleri kullanarak S'_x, S'_y, S'_z, S'_a ve Q'_a nü hesaplayınız.

$$T_1 = \frac{((F_s)S'_a - Q'_a)}{\sqrt{(F_s)^2 + \tan^2\phi_1}} \quad \text{(III.99)}$$

$$\psi_{t1} = \arctan\left(\frac{\tan\phi_1}{F_s}\right) - \arcsin\left(\frac{S'_z}{S'_a}\right) \quad \text{(III.100)}$$

$$\alpha_{t1} = \arctan\left(\frac{S'_x}{S'_y}\right) \quad \text{(III.101)}$$

(c) $N'_1 < 0$ ise, $T = 0$ olduğu zaman düzlem 1'de temas kaybolur. T'nin uygulanmasından sonra sadece düzlem 2'de temas olduğunu varsayınız. $T = 0$ ile birlikte (III.72)'den (III.76)'ya olan denklemleri kullanarak S'_x, S'_y, S'_z, S'_b ve Q'_b nü hesaplayınız.

$$T_2 = \frac{((F_s)S'_b - Q'_b)}{\sqrt{(F_s)^2 + \tan^2\phi_2}} \quad \text{(III.102)}$$

$$\psi_{t2} = \arctan\left(\frac{\tan\phi_2}{F_s}\right) - \arcsin\left(\frac{S'_z}{S'_b}\right) \quad \text{(III.103)}$$

$$\alpha_{t2} = \arctan\left(\frac{S'_x}{S'_y}\right) \quad \text{(III.104)}$$

(c) Tüm durumlar. N'_1 ve N'_2 değerlerinde bir kısıtlama yok. T'nin uygulanmasından sonra iki düzlemde de temas olduğunu varsayınız.

$$\chi = [B + (F_s)^2]^{0,5} \quad \text{(III.105)}$$

$$T_3 = \frac{((F_s)S' - Q')}{\chi} \quad \text{(III.106)}$$

$$t_x = -\frac{((F_s)vi_x - \rho k_x \tan\phi_1 - \mu l_x \tan\phi_2)}{\chi} \quad \text{(III.107)}$$

$$t_y = -\frac{((F_s)vi_y - \rho k_y \tan\phi_1 - \mu l_y \tan\phi_2)}{\chi} \quad \text{(III.108)}$$

$$t_z = -\frac{((F_s)vi_z - \rho k_z \tan\phi_1 - \mu l_z \tan\phi_2)}{\chi} \qquad \text{(III.109)}$$

$$\psi_{t3} = \arcsin(-t_z) \qquad \text{(III.110)}$$

$$\alpha_{t3} = \arctan(t_x / t_y) \qquad \text{(III.111)}$$

(III.23) ve (III.24) eşitliklerini kullanarak s ve v'yi hesaplayınız.

$$N_1 = N_1' + T_3 \rho(rv - s) \qquad \text{(III.112)}$$

$$N_2 = N_2' + T_3 \mu(rs - v) \qquad \text{(III.113)}$$

$N_1 < 0$ veya $N_1 < 0$ ise, bu kısımdaki sonuçları dikkate almayınız.

$N_1' > 0$ ve $N_2' > 0$ ise, $T_{min} = T_3$

$N_1' > 0$ ve $N_2' < 0$ ise, $T_{min} = T_1$ ve T_3'den en küçük olanı.

$N_1' < 0$ ve $N_2' > 0$ ise, $T_{min} = T_2$ ve T_3'den en küçük olanı.

$N_1' < 0$ ve $N_2' < 0$ ise, $T_{min} = T_1, T_2$ ve T_3'den en küçük olanı.

Örnek: Özellikleri aşağıda verilen kamanın emniyet katsayısını hesaplayınız.

Düzlem	*1*	*2*	*3*	*4*	*5*
ψ	45	70	12	65	70
α	105	235	195	185	165

$\eta = +1$

H_1 = 100 ft, L = 40 ft, c_1 = 500 lb/ft², c_2 = 1000 lb/ft²

$\phi_1 = 20^0$, $\phi_2 = 30^0$, γ = 160 lb/ft³.

(1a) $T = 0$, $E = 0$, $u_1 = u_2 = u_5$

u_5 (III.59) denkleminden bulunur.

(a_x, a_y, a_z) = (0,68301, -0,18301, 0,70711)

(b_x, b_y, b_z) = (-0,76975, -0,53899, 0,34202)

(d_x, d_y, d_z) = (-0,05381, -0,20083, 0,97815)

(f_x, f_y, f_z) = (-0,07899, -0,90286, 0,42262)

(f_{5x}, f_{5y}, f_{5z}) = (0,24321, -0,90767, 0,34202)

(g_x, g_y, g_z) = (-0,56107, 0,34451, 0,63112)

(g_{5x}, g_{5y}, g_{5z}) = (-0,57923, 0,061627, 0,57544)

(i_x, i_y, i_z) = (-0,31853, 0,77790, 0,50901)

(j_x, j_y, j_z) = (-0,79826, 0,05452, -0,03272)

(j_{5x}, j_{5y}, j_{5z}) = (-0,81915, -0,25630, -0,09769)

(k_x, k_y, k_z) = (0,54041, -0,28287, 0,77047)

(l_x, l_y, l_z) = (-0,64321, -0,57289, 0,47302)

m = 0,57833

m_5 = 0,58166

n = 0,57388

n_5 = 0,73527

p = 0,35880

q = 0,46206

q_5 = 0,60945

r = -0,18526

s_5 = 0,57407

v_5 = 0,41899

w_5 = -0,60945

λ = 0,76796

λ_5 = 0,52535

ε = 0,94483

R = 0,98269

ρ = 1,03554

μ = 1,03554

ν = 1,01762

G = 0,83180

G_5 = 0,67044

M = 0,33371

M_5 = 0,44017

h = 158,45

h_5 = 87,521

B = 0,56299

$\psi_i = 31{,}20^0$

$\alpha_i = 157{,}73^0$

$$\left.\begin{array}{l} pi_z > 0 \\ nqi_z > 0 \end{array}\right\} \text{kama oluşur}$$

$$\left.\begin{array}{l} \varepsilon\eta q_5 i_z > 0 \\ h_5 > 0 \\ \left|\dfrac{m_5 h_5}{mh}\right| = 0{,}5554 < 1 \\ \left|\dfrac{nq_5 m_5 h_5}{n_5 qmh}\right| = 0{,}57191 < 1 \end{array}\right\} \text{çekme çatlağı geçerli}$$

A_1 = 5565,01 ft²

A_2 = 6428,1 ft²

A_3 = 1846,6 ft²

$W = 2{,}8272 \times 10^7$ lb

$u_1 = u_2 = u_5$ = 1084,3 lb/ft²

$V = 2{,}0023 \times 10^6$ lb

$N_1 = 1{,}5171 \times 10^7$ lb
$N_2 = 5{,}7892 \times 10^6$ lb
} İkisi de pozitif olduğundan, düzlem 1 ve 2 üzerinde temas var

$S = 1{,}5886 \times 10^7$ lb
$Q = 1{,}8075 \times 10^7$ lb
$F_s = 1{,}1378$ (emniyet katsayısı)

(1b) $T = 0$, $E = 0$, kuru şev, $u_1 = u_2 = u_5 = 0$
Aşağıdakiler hariç (1a)'daki ile aynı.

$V = 0$
$N_1 = 2{,}2565 \times 10^7$ lb
$N_2 = 1{,}3853 \times 10^7$ lb
} İkisi de pozitif olduğundan, düzlem 1 ve 2 üzerinde temas var

$S = 1{,}4644 \times 10^7$ lb
$Q = 2{,}5422 \times 10^7$ lb
$F_{s3} = 1{,}736$ (emniyet katsayısı)

(2) $E = 8 \times 10^6$ lb hariç (1b)'de olduğu gibi. $F_{s\text{-min}}$ değerini bulunuz.

$N_1'', N_2'', S'', Q'', F_{s3}''$ değerleri (1b)'deki gibidir.

$N_1'' > 0$, $N_2'' > 0$ $F_{s3}'' > 0$; hesaplamaya devam ediniz.

$B = 0{,}56299$

$F_{s3} = 1{,}04$ ($F_{s\text{-min}}$; en düşük emniyet katsayısı).

$\chi = 1{,}2798$
$e_x = 0{,}12128$
$e_y = -0{,}99226$
$e_z = 0{,}028243$
$\psi_{e3} = -1{,}62^0$ (kuvvetin dalımı; yukarı doğru)
$\alpha_{e3} = 173{,}03^0$ (kuvvetin gidişi)

$N_1 = 1{,}9517 \times 10^7$ lb
$N_2 = 9{,}6793 \times 10^6$ lb
} İkisi de pozitif olduğundan, düzlem 1 ve 2 üzerinde temas var

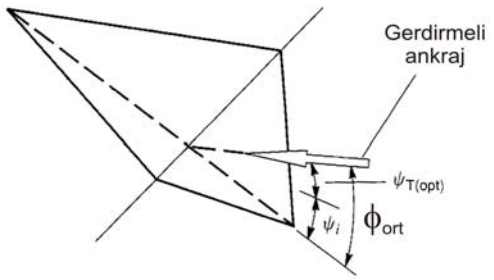
(3) Emniyet katsayısının 1,5'e yükseltilmesi için minimum halat çekmesinin (T_{min}) belirlenmesi hariç (1a)'daki ile aynı.

N_1', N_2', S', Q' değerleri (1a)'daki gibidir

$\chi = 1{,}6772$

$T_3 = 3{,}4307 \times 10^6$ lb (minimum halat çekmesi; T_{min})

$t_x = -0{,}18205$
$t_y = 0{,}97574$
$t_z = 0{,}12148$



Şekil III.2 Bir kamanın güçlendirilmesi için optimum ankraj yönelimi.

$\psi_{t3} = -6{,}98^0$ (kuvvetin dalımı; yukarı doğru)
$\alpha_{e3} = 349{,}43^0$ (kuvvetin gidişi)

Ankrajın optimum dalım ve gidişinin yaklaşık olarak,

$\psi_{t3} = 0{,}5(\phi 1 + \phi 2) - \psi_i$
$\approx 25 - 31{,}2$
$\approx -6{,}2^0$ (yukarı doğru)
$\alpha_{t3} \approx \alpha_i \pm 180$
$\approx 157{,}73 + 180$
$\approx 337{,}73^0$

olduğuna dikkat ediniz; bu, kamayı güçlendirmek için gerekli en iyi ankraj yönüdür.

Ankraj, şev tabanından bakıldığında iki düzlemin arakesit çizgisi ile aynı hizada ve eğimi de arakesit çizgisi ile ortalama sürtünme açısı yapacak şekilde olmalıdır (*Şekil III.2*).

Ek IV

Dönüşüm Faktörleri

İngiliz Birimi	*SI Birimi*	*SI birim simgesi*	*Dönüşüm faktörü (İngiliz'den SI'ya)*	*Dönüşüm faktörü (SI'dan İngiliz'e)*
Uzunluk				
Mil	kilometre	km	1 mil = 1,609 km	1 km = 0,6214 mil
Foot	metre	m	1 ft = 0,3048 m	1 m = 3,2808 ft
	milimetre	mm	1 ft = 304,80 mm	1 mm = 0,003281 ft
İnç	milimetre	mm	1 in = 25,40 mm	1 mm = 0,03937 in
Alan				
Mil kare	kilometre kare	km^2	1 mil^2 = 2,590 km^2	1 km^2 = 0,3861 mil^2
Akre	hektar	ha	1 mil^2 = 259,0 ha	1 ha = 0,003861 mil^2
	hektar	ha	1 akre = 0,4047 ha	1 ha = 2,4710 akre
	metre kare	m^2	1 akre = 4047 m^2	1 m^2 = 0,0002471 akre
Foot kare	metre kare	m^2	1 ft^2 = 0,09290 m^2	1 m^2 = 10,7643 ft^2
İnç kare	milimetre kare	mm^2	1 in^2 = 645,2 mm^2	1 mm^2 = 0,001550 in^2
Hacim				
Yard küp	metre küp	m^3	1 yd^3 = 0,7646 m^3	1 m^3 = 1,3080 yd^3
Foot küp	metre küp	m^3	1 ft^3 = 0,02832 m^3	1 m^3 = 35,3150 yd^3
	litre	l	1 ft^3 = 28,321 l	1 litre = 0,03531 ft^3
İnç küp	milimetre küp	mm^3	1 in^3 = 16387 mm^3	1 mm^3 = 61,024 x 10^{-6} in^3
	santimetre küp	cm^3	1 in^3 = 16,387 cm^3	1 cm^3 = 0,06102 in^3
	litre	l	1 in^3 = 0,01639 l	1 litre = 61,02 in^3
İngiliz galonu	metre küp	m^3	1 gal = 0,00456 m^3	1 m^3 = 220,0gal
	litre	l	1 gal = 4,546 l	1 litre = 0,220 gal
Pint	litre	l	1 pt = 0,5681	1 litre = 1,7606 pt
A.B.D. galonu	metre küp	m^3	1 A.B.D. gal = 0,0038 m^3	1 m^3 = 263,2 A.B.D. gal
	litre	l	1 A.B.D. gal = 3,8 l	1 litre = 0,264 A.B.D. gal
Kütle				
Ton	tonne	t	1 ton = 0,9072 tonne	1 tonne = 1,1023 ton
ton (2000 lb) (A.B.D.)	kilogram	kg	1 ton = 907,19 kg	1 kg = 0,001102 ton
ton (2240 lb)(İngiliz)			1 ton = 1016,1 kg	1 kg = 0,000984 ton
Kip	kilogram	kg	1 kip = 453,59 kg	1 kg = 0,002204 kip
Pound	kilogram	kg	1 lb = 0,4356 kg	1 kg = 2,204 lb

Devam

İngiliz Birimi	*SI Birimi*	*SI birim simgesi*	*Dönüşüm faktörü (İngiliz'den SI'ya)*	*Dönüşüm faktörü (SI'dan İngiliz'e)*
Kütle yoğunluğu				
ton/yard küp	kilogram/metre küp	kg/m^3	1 ton/yd^3 = 1186,48 kg/m^3	1 kg/m^3 = 0,0008428 ton/yd^3 (A.B.D.)
2000 lb (A.B.D.)	ton/metre küp	t/m^3	1 ton/yd^3 = 1,1865 t/m^3	1 t/m^3 = 0,8428 ton/yd^3 (A.B.D.)
ton/yard küp (2240 lb) (İngiliz)	kilogram/metre küp	kg/m^3	1 ton/yd^3 = 1328,9 kg/m^3	1 kg/m^3 = 0,00075 ton/yd^3
pound/foot küp			1 lb/ft^3 = 16,02 kg/m^3	1 kg/m^3 = 0,06242 lb/ft^3
	ton/metre küp	t/m^3	1 lb/ft^3 = 0,01602 t/m^3	1 t/m^3 = 62,42 lb/ft^3
pound/inç küp	gram/santimetre küp	g/cm^3	1 lb/in^3 = 27,68 g/cm^3	1 g/cm^3 = 0,03613 lb/in^3
	ton/metre küp	1 lb/in^3	1 lb/in^3 =27,68 t/m^3	1 t/m^3 = 0,03613 lb/in^3
Kuvvet				
ton kuvvet (2000 lb) (A.B.D.)	kilonewton	kN	1 tonf = 8,896 kN	1 kN = 0,1124 tonf (A.B.D.)
ton kuvvet (2240 lb) (İngiliz)			1 tonf = 9,964 kN	1 kN = 0,1004 tonf (İngiliz)
kip kuvvet	kilonewton	kN	1 kipf = 4,448 kN	1 kN = 0,2248 kipf
pound kuvvet	newton	N	1 lbf = 4,448 N	1 N = 0,2248 lbf
tonft/ft (2000 lb) (A.B.D.)	kilonewton/metre	kN/m	1 tonf/ft = 29,186 kN/m	1 kN/m = 0,03426 tonf/ft (A.B.D.)
tonft/ft (2240 lb) (İngiliz)	kilonewton/metre	kN/m	1 tonf/ft = 32,68 kN/m	1 kN/m = 0,0306 tonf/ft (İngiliz)
pound kuvet/foot	newton/metre	N/m	1 lbf/ft = 14,59 N/m	1 N/m = 0,06853 lbf/ft
Hidrolik iletkenlik				
santimetre/saniye	metre/saniye	m/s	1 cm/s = 0,01 m/s	1 m/s = 100 cm/s
foot/yıl	metre/saniye	m/s	1 ft/yıl = 0,9665 x 10^{-8} m/s	1 m/s = 1,0346 x 10^{8} ft/yıl
foot/saniye	metre/saniye	m/s	1 ft/s = 0,3048 m/s	1 m/s = 3,2808 ft/s
Akış hızı				
foot küp/dakika	metre küp/saniye	m^3/s	1 ft^3/dak = 0,0004719 m^3/s	1 m^3/s = 2119,093 ft^3/dak
	litre/saniye	l/s	1 ft^3/dak = 0,4719 l/s	1 l/s = 2,1191 ft^3/dak
foot küp/saniye	metre küp/saniye	m^3/s	1 ft^3/s = 0,02832 m^3/s	1 m^3/s = 35,315 ft^3/s
	litre/saniye	l/s	1 ft^3/s = 28,32 l/s	1 l/s = 0,03531 ft^3/s
galon/dakika	litre/saniye	l/s	1 gal/dak = 0,075777 l/s	1 l/s = 13,2 gal/dak

Devam

İngiliz Birimi	*SI Birimi*	*SI birim simgesi*	*Dönüşüm faktörü (İngiliz'den SI'ya)*	*Dönüşüm faktörü (SI'dan İngiliz'e)*
Basınç, gerilme				
ton kuvvet/foot kare (2000 lb) (A.B.D.)	kilopascal	kPa	1 tonf/ft^2 = 95,76 kPa	1 kPa = 0,01044 tonf/ft^2 (A.B.D.)
ton kuvvet/foot kare (2240 lb) (İngiliz)			1 tonf/ft^2 = 107,3 kPa	1 kPa = 0,00932 tonf/ft^2 (İngiliz)
pound kuvvet/foot kare	pascal	Pa	1 lbf/ft^2 = 47,88 Pa	1 Pa = 0,02089 lbf/ft^2
	kilopascal	kPa	1 lbf/ft^2 = 0,04788 kPa	1 kPa = 20,89 lbf/ft^2
pound kuvvet/inç kare	pascal	Pa	1 lbf/in^2 = 6895 Pa	1 Pa = 0,0001450 lbf/in^2
	kilopascal	kPa	1 lbf/in^2 = 6,895 kPa	1 kPa = 0,1450 lbf/in^2
Ağırlık yoğunluğu[a]				
pound kuvvet/foot küp	kilonewton/metreküp	kN/m^3	1 lbf/ft^3 = 0,157 kN/m^3	1 kN/m^3 = 6,37 lbf/ft^3
Enerji				
Foot lbf	joule	J	1 ft lbf = 1,355 J	1 J = 0,7376 ft lbf

Not
a Yerçekimi ivmesi 9,807 m/s^2 varsayılır.

Kaynaklar

Abrahamson, N. A. (2000) State of the practice of seismic hazard evaluation. *Proc. Geoeng 2000,* Melbourne, Australia, 659-85.

Adhikary, D. P. and Guo, H. (2000) An orthotropic Cosserat elasto-plastic model for layered rocks. *J. Rock Mech. Rock Engng.,* 35(3), 161-170.

Adhikary, D. P., Dyskin, A. V., Jewell, R. J. and Stewart, D. P. (1997) A study of the mechanism of flexural toppling failures of rock slopes. *J. Rock Mech. Rock Engng,* 30(2), 75-93.

Adhikary, D. P., Muhlhaus, H.-B. and Dyskin, A. V. (2001) A numerical study of flexural buckling of foliated rock slopes. *Int. J. Num. Methods Geomech.,* 25,871-84.

American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO) (1984) A *Policy on Geometric Design of Highways and Streets.* American Association of State of Highway and Transportation Officials, Washington, DC.

American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO) (1996) *Standard Specifications for Highway Bridges,* 16th edn, AASHTO, Washington. DC.

American Concrete Institute (ACI) (1995) *Specifications for Materials, Proportioning and Application of Shotcrete.* ACI Report 506.2-95, Revised 1995.

Andrew. R. D. (1992a) Restricting rock falls. ASCE, *Civil Engineering,* Washington, DC, October, pp.66-7.

Andrew, R. D. fl992b) Selection of rock fall mitigation techniques based on Colorado Rock fall simulation program. *Transportation Research Record,* 1343, TRB, National Research Council, Washington, DC, pp.20-22.

Ashby, J. (1971) Sliding and toppling modes of failure in models and jointed rock slopes. *MSc. Thesis.* London University, Imperial College.

Athanasiou-Grivas, D. (1979) Probabilistic evaluation of safety of soil structures. ASCE, *J. Geotech. Engng,* 105 (GT9), 109-15.

Athanasiou-Grivas, D. (1980) A reliability approach to the design of geotechnica) systems. Rensselaer Polytechnic Institute Research Paper, *Transportation Research Board Conference,* Washington, DC.

Atkinson, L. C. (2000) The role and mitigation of groundwater in slope stability. *Slope Stability in Surface Mines,* ch. 9. SME, Littleton, CO, pp. 89-96.

Atlas Powder Company (1987) *Explosives and Rock Blasting.* Atlas Powder Company, Dallas, TX.

Australian Center for Geomechanics (ACG) (1998) *Integrated Monitoring Systems for Open Pit Wall Deformation.* MERIWA Project M236, Report ACG: 1005-98.

Australian Drilling Industry (ADI) (1996) *Drilling: Manual of Methods, Applications and Management,* 4th edn. Australian Drilling Industry Training Committee, CRC Press LLC, Boca Raton, FL, 615 pp.

Aycock, J. H. (1981) Construction problems involving shale in a geologically complex environment - State Route 32, Grainger County, Tennessee. *Proc. 32nd Highway Geology Symp.,* Gatlinburg, TN.

Aydan, 0. (1989) *The Stabilization of Rock Engineering Structures by Rock Bolts.* Doctorate of Engng Thesis, Dept of Geotechnical Engng, Nagoya University, Japan.

Azzoni, A. and de Freitas, M. H. (1995) Experimentally gained parameters decisive for rock fall analysis. *Rock Mech. Rock Engng,* 28(2). 111-24.

Baccher, G. B., Lanney, N. A. and Einstein, H. (1977) Statistical description of rock properties and sampling. *Proc. 18th US Symp. Rock Mech.* Johnson Publishing Co., Keystone, CO.

Baker, D. G. (1991) Wahleach power tunnel monitoring. *Field Measurements in Geotechnics.* Balkema, Rotterdam, pp. 467-79.

Baker, W. E. (1973) *Explosives in Air.* University of Texas Press, Austin, TX.

Balmer, G. (1952) A general analytical solution for Mohr's envelope. Am. *Soc. Test. Mat.,* 52,1260-71.

Bandis, S.C. (1993) Engineering properties and characterization of rock discontinuities. In: *Comprehensive Rock Engineering: Principles, Practice and Projects* (ed. J. A. Hudson) Vol. 1, Pergamon Press, Oxford, pp.155-83.

Barrett, R. K. and White, J. L. (1991) Rock fall prediction and control. *Proc. National Symp. on Highway and Railway Slope Maintenance,* Assoc. of Eng. Geol., Chicago, pp. 23-40.

Barton, N. R. (1971) A model study of the behavior of excavated slopes. *PhD Thesis,* University of London, Imperial College, 520 pp.

Barton, N. R. (1973) Review of a new shear strength criterion for rock joints. *Engng Geol.,* Elsevier, 7, 287-322.

Barton, N. R. (1974) *A Review of the Shear Strength of Filled Discontinuities in Rock.* Norwegian Geotechnical Institute, Pub. No. 105.

Barton, N. R. and Bandis, S. (1983) Effects of block size on the shear behaviour of jointed rock. *Issues in Rock Mechanics - Proc. 23rd US Symp. on Rock. Mechanics,* Berkeley, CA, Soc. Mining Eng. of AIME, 739-60.

Baxter, D. A. (1997) Rockbolt corrosion under scrutiny. *Tunnels and Tunneling Int.,* July, pp. 35-8.

Bieniawski, Z. T. (1976) Rock mass classification in rock engineering. In: *Exploration for Rock Engineering, Proc. Symp.* (ed. Z. T. Bieniawski) Vol. 1, Cape Town, Balkema, pp. 97-106.

Bishop, A. W. (1955) The use of the slip circle in the stability analysis of earth slopes. *Geotechnique, 5,* 7-17.

Bishop, A. W. and Bjerrum, L. (1960) The relevance of the triaxial test to the solution of stability problems. *Proc. ASCE Con f Shear Strength of Cohesive Soils,* Boulder, CO, pp. 437-501.

Bjurstrom, S. (1974) Shear strength on hard rock joints reinforced by grouted untensioned bolts. In: *Proc. 3rd International Congress on Rock Mechanics.* Vol. II: Part B, National Academy of Sciences, (Washington, DC, pp. 1194-9.

Black, W. H., Smith, H. R. and Patton, F. D. (1986) Multi-level ground water monitoring with the MP System. *Proc. NWWA-AGU Conf. on Surface and (Borehole Geophysical Methods and Groundwater Instrumentation,* Denver, CO, pp. 41-61.

Bobet, A. (1999) Analytical solutions for toppling failure (Technical Note). *Int. }. Rock Mech. Min. Sci., 36,* 971-80.

Brawner, C. 0., Stacey, P. F. and Stark, R. (1975) A successful application of mining with pitwall movement. *Proc. Canadian Institute of Mining, Annual Western Meeting,* Edmonton, October, 20 pp.

Brawner, C. 0. and Kalejta, J. (2002) Rock fall control in surface mining with cable ring net fences. *Soc. Mining Eng., Proc. Annual Meeting,* Phoenix, AZ, February, 10 pp.

Brawner, C. 0. and Wyllie, D. C. (1975) Rock slope stability on railway projects. *Proc. Am. Railway Engng Assoc.,* Regional Meeting, Vancouver, BC.

British Standards Institute (BSI) (1989) *British Standard Code of Practice for Ground Anchorages, BS 8081: 1989.* BSI, 2 Park Street, London, W1A 2BS, 176 pp.

Broadbent, C. D. and Zavodni, Z. M. (1982) Influence of rock structure on stability. *Stability in Surface Mining,* Vol. 3, Ch. 2. Soc. of Mining Engineers, Denver, CO.

Brown, E. T. (1970) Strength of models of rock with J intermittent joints. *J. Soil Mech. Fdns Div., ASCE 96,* SM6. 1935-49.

Byerly, D. W. and Middleton, L. M. (1981) Evaluation of the acid drainage potential of certain Precambrian rocks in the Blue Ridge Province. *32nd Annual Highway Geology Symp.,* Gatlinburg, TN, pp. 174-85.

Byrne, R. J. (1974) Physical and numerical models in rock and soil siope stability. *PhD Thesis.* James Cook University of North Queensland, Australia.

CIL (1983) *Blaster's Handbook.* Canadian Industries Limited, Montreal, Quebec.

CIL (1984) Technical Literature, Canadian Industries Limited, Toronto, Canada.

California Polytechnical State University (1996) *Response of the Geobrugg cable net system to debris flow loading.* Dept Civil and Environmental Engng, San Luis Obispo, CA, 68 pp.

Call, R. D. (1982) Monitoring pit slope behaviour. *Stability in Surface Mining,* Vol. 3, Ch. 9. Soc. of Mining Engineers, Denver, CO.

Call, R. D., Saverly, J. P. and Pakalnis, R. (1982) A

simple core orientation device. In: *Stability in Surface Mining* (ed. C. 0. Brawner), SME, AIME, New York, pp. 465-81.]

Canada Department of Energy, Mines and Resources (1978) *Pit Slope Manual.* DEMR, Ottawa, Canada.

Canadian Geotechnical Society (1992) *Canadian Foundation Engineering Manual.* BiTech Publishers Ltd, Vancouver, Canada.

Canadian Standards Association (1988) *Design of Highway Bridges.* CAN/CSA-56-88, Rexdale, Ontario.

Carter, J. P. and Balaam, N. G. (1995) *AFENA Users' Manual, Version S.* University of Sydney, Centre for Geotechnical Research.

Carter, T. G., Carvalho, J. L. and Swan, G. (1993) Towards practical application of ground reaction curves. In: *Innovative Mine Design for the 21st Century* (eds W. F. Bawden and J. F. Archibald), Rotterdam, Balkema, pp. 151-71.

Casagrande, L. (1934) Naherungsverfahren zur Ermittlung der Sickening in geschutteten Dammen auf underchlaassiger Sohle. *Die Bautechnik,* Heft 15.

Caterpillar Tractor Co. (2001) *Caterpillar Performance Handbook, edition 32.* Caterpillar Tractor Co., Peoria, IL.

CDMG (1997) *Guidelines for Evaluating and Mitigating Seismic Hazards in California.* California Div. of Mines and Geology, Special Publication 117, www/consrv.ca.gov/dmg/pubs/sp/l17/

Cedergren, H. R. (1989) *Seepage, Drainage and Plow Nets,* 3rd edn. John Wiley *Sc* Sons, New, York, USA, 465pp.

Chen, Z. (1995a) Keynote Lecture: Recent developments in slope stability analysis. *Proc. 8th Int. Congress on Rock Mechanics,* Vol. 3, Tokyo, Japan, pp.1041-8.

Chen, Z. editor in chief (1995b) *Transactions of the Stability Analysis and Software for Steep Slopes in China. Vol. 3.1: Rock Classification, Statistics of Database of Failed and Natural Slopes.* China Inst. of Water Resources and Hydroelectric Power Research (in Chinese).

Cheng, Y. and Liu, S. (1990) Power caverns of the Mingtan Pumped Storage Project, Taiwan. In *Comprehensive Rock Engineering (ed.* J. A. Hudson), Pergamon Press, Oxford, Vol. 5, pp.111-32.

Christensen Boyles Corp. (2000) *Diamond Drill Products - Field Specifications.* CBC, Salt Lake City, UT.

Ciarla, M. (1986) Wire netting for rock fall protection. *Proc. 37th Ann. Highway Geology Symp.,* Helena, Montana, Montana Department of Highways, pp. 10-118.

Cluff, L. S., Hansen, W. R., Taylor, C. L., Weaver, K. D., Brogan, G. E., Idress, I. M., McClure, F. E. andBayley,J. A. (1972) Site evaluation in seismically active regions - an interdisciplinary team approach. *Proc. Int. Conf. Microzonation for Safety, Construction. Research and Application,* Seattle, WA, Vol. 2, pp. 9-57-9-87.

Coates, D. P., Gyenge, M. and Stubbins, J. B. (1965) Slope stability studies at Knob Lake- *Proc. Rock Mechanics Symp.,* Toronto, pp. 35-46.

Colog Inc. (1995) *Borehole Image Processing System (BIP),* Golden, CO, and Raax Co. Ltd., Australia.

Coulomb, C. A. (1773) Sur une application des regles de Maximis et Minimis a quelques problemes de statique relatifs a l'Architechture. *Acad. Roy. des Sciences Mewoires de math. et de physique par divers savans, 7,* 343-82.

Cruden, D. M. (1977) Describing the size of discontinuities. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci.* & *Geomech. Abstr.,* 14, 133-7.

Cruden, D. M. (1997) Estimating the risks from landslides using historical data. *Proc. Int. Workshop on Landslide Risk Assessment* (eds D. M. Cruden and R. Fell), Honolulu, HI, Balkema, Rotterdam, 177-84.

CSIRO (2001) SIROJOINT Geological Mapping Software. *CSIRO Mining and Exploration,* Pullenvale, Queensland, Australia.

Cundall, P.(1971) A computer model for simulating progressive, large scale movements in blocky rock systems. *Proc. Int. Symp. on Rock Fracture.* Nancy, France, Paper 11-8.

Cundall, P. A., Carranza-Torres, C. and Hart, R. D. (2003) A new constitutive model based on the Hoek-Brown criterion. Presented at *FLAC and Numerical Modeling in Geomechanics,* Sudbury, Canada, October.

Davies, J. N. and Smith, P. L. P. (1993) Flexural toppling of siltstones during a temporary excavation for a bridge foundation in North

Devon. *Comprehensive Rock Engineering,* Pergamon Press, Oxford, UK, 5, Ch.31, 759-75.

Davis, G. H. and Reynolds, S. J. (1996) *Structural Geology of Rocks and Regions,* 2nd edn. John Wiley & Sons, New York, 776 pp.

Davis, S. N. (1969) Porosity and permeability of natural materials. In: *Flow through Porous Media* (ed. R. de Weist) Academic Press, London, pp.54-89.

Davis, S.N. and De Wiest, R. J. M. (1966) *Hydrogeology,* John Wiley & Sons, New York and London.

Dawson, E. M. and Cundall, P. A. (1996) Slope stability using micropolar plasticity. In: *Rock Mechanics Tools and Techniques* (ed. M. Aubertin *et al.*) Rotterdam, Balkema, pp. 551-8.

Dawson, E. M., Roth, W. H. and Drescher, A. (1999) Slope stability analysis by strength reduction, *Geotechnique,* 49(6). 835-840.

Deere, D. U. and Miller, R. P. (1966) *Engineering Classification and Index Properties of Intact Rock.* Technical Report No. AFWL-TR-65-116, Air Force Weapons Laboratory, Kirkland Air Force Base, New Mexico.

Dershowitz, W. *S.* and Einstein, H. H. (1988) Characterizing rock Joint geometry with joint system models. *Rock Mech. Rock Engng,* 20(1), 21-51.

Dershowitz, W. *S.* and Schrauf, T. S. (1987) Discrete fracture flow modeling with the JINX package. *Proc. 28th US Symp. Rock Mechanics,* Tucson, pp. 433-9.

Dershowitz, W. S, Lee, G., Geier, J., Hitchcock, S. and LaPointe, P. (1994) *FRACMAN Interactive Discrete Feature Data Analysis, Geometric Modeling, and Exploration Simulation.* User documentation V. 2.4, Golder Associates Inc., Redmond, Washington.

Descoeudres, F. and Zimmerman, T. (1987) Three-dimensional calculation of rock rails. *Proc. Int. Conf. Rock Mech.,* Montreal, Canada.

Dowding, C- H. (1985) *Blast Vibration Monitoring and Control.* Prentice-Hall, Englewood Cliffs, NJ.

Du Font De Memours & Co. Inc. (1984) *Blaster's Handbook.* Du Font, Wilmington, DE.

Duffy, J. D. and Haller, B. (1993) Field tests of flexible rock fall barriers. *Proc. Int. Conf. on Transportation Facilities through Difficult Terrain,* Aspen, Colorado, Balkema, Rotterdam, Netherlands, pp.465-73.

Duncan, J. M. (1996) Landslides: *Investigation and Mitigation,* Transportation Research Board, Special Report 247, Washington, DC, Ch. 13, Soil Slope Stability Analysis, pp. 337-71.

Dunnicliff, J. (1993) *Geotechnical Instrumentation for Monitoring Field Performance,* 2nd edn, John Wiley & Sons, New York, 577pp.

Durn, J. and Douglas, L. H. (1999) Do rock slopes designed with empirical rock mass strength stand up? *9th Cong. Int. Soc. Rock Mech.,* Paris, 87-90.

Einstein, H. H. (1993) Modern developments in discontinuity analysis. *Comprehensive Rock Engineering,* Pergamon Press, Oxford, 3, Ch. 9, 393-213.

Einstein, H. H., Vencxiano, D., Baecher, G. B. and O'Reilly, K. J. (1983) The effect of discontinuity persistence on slope stability. *Int. J. Rock Mech, Min. Sci. & Geomech. Abstr., 10,* 227-36.

Erban, P. J. and Gill, K. (1988) Consideration of the interaction between dam and bedrock in a coupled machanic-hydraulic FE-program. *Rock Mech. Rock Engng,* 21(2), 99-118.

European Committee for Standardization (1995) *Eurocode 1: Basis of Design and Actions on Structures - Part 1, Basis of Design.* Central Secretariat, Brussels.

Farmer, I. W. (1975) Stress distribution along a resin grouted anchor. *Int. J. Rock Mech* & *Geomech. Abstracts,* 12, 347-51.

Pecker, E. and Rengers, N. (1971) Measurement of large scale roughness of rock planes by means of profilometer and geological compass. *Proc. Symp. on Rock Fracture,* Nancy., France, Paper 1-18.

Federal Highway Administration (FHWA) (1982) *Tiebacks.* Publication No. FHWA/RD-82/047, Washington, DC.

Federal Highway Administration (FHWA) (1991) *Rock Blasting and Overbreak Control.* FHWA, US Department of Transportation Contract No. DTFW 61-90-R-00058.

Federal Highway Administration (FHWA) (1993) *Rockfall Hazard Mitigation Methods.* Publication No. FHWA SA-95-085, Washington, DC.

Federal Highway Administration (FHWA) (199S) *Rock Slopes.* Publication No. FHWA-HI-99-007,

FHWA, Washington, DC.

Fell, R. (1994) Landslide risk assessment and acceptable risk. *Can. Geotech. J.*, 31, 261-72.

Fleming, R. W., Spencer, G. S. and Banks, D. C. (1970) Empirical study of the behaviour of clay shale slopes. US *Army Nuclear Cratering Group Technical Report,* No. *15.*

Flores, G. and Karzulovic, A. (2000) The role of the geotechnical group in an open pit: Chuquicamata Mine, Chile. *Slope Stability in Surface Mining,* SME, Littleton, CO, 141-52.

Fookes, P. G. and Sweeney, M. (1976) Stabilization and control of local rock falls and degrading rock slopes. *Quart. J. Engng Geol., 9,* 37-55.

Forster, J. W. (1986) Geological problems overcome at Rcvelstoke, part two. *Water Power and Dam Construction,* August.

Prankel, F., Mueller, C., Bernard, T., Perkins, D., Leyendecker, E. V., Dickman, N., Hanson, S. and Hopper, M. (1996) *Interim National Hazards Map: Documentation.* Draft Report, US Geological Survey, Denver, CO.

Franklin, A. G. and Chan, F. K. (1977) Earthquake resistance of earth and rock-fill dams. Report 5; Permanent displacement of earth embankments by Newmark sliding block analysis. US Army Engineer Waterways Experiment Station, Vicksburg, MS, Miscellaneous Paper S-71-17, 59 pp.

Freeze, R. A. and Cherry, J. A. (1979) *Groundwater.* Prentice Hall, New Jersey, USA, 604 pp.

Freitas, M. H. and Watters, R. J. (1973) Some field examples of toppling failure. *Geotechnique,* 23(4), 495-514.

Frohlich, 0. K. (1955) General theory of the stability *of slopes.* Geotechnique, *5, 37-47.*

Geological Society Engineering Group Working Party (1977) The logging of rock cores for engineering purposes. *Quart. J. Engng Geol., 3,* 1-24.

Glass, C. E. (2000) The influence of seismic events on slope stability. *Slope Stability in Surface Mining, Soc.* Mining, Metallurgy and Exploration, Littleton, CO, 97-105.

Golder, H. Q. (1972) The stability of natural and man-made slopes in soil and rock. *Geotechnical Practice for Stability in Open Pit Mining,* (eds C. 0. Brawner and V. Milligan), AIME, New York, 79-85.

Goodman, R. E. (1964) The resolution of stresses in rock using stereographic protection. *Int. J. Rock. Mech. Mining Sci.,* 1, 93-103.

Goodman, R. E. (1970) The deformability of joints. In *Determination of the in situ Modulus of Deformation of Rock.* Am. Soc. Testing and Materials, Spec. Tech. Publication, No. 477, 174-96.

Goodman, R. E. (1976) *Methods of Geological Engineering in Discontinuous Rocks.* West Publishing Co., St Paul. MM, 472 pp.

Goodman, R. E. (1980) *Introduction to Rock Mechanics.* John Wiley and Sons, New York.

Goodman, R. E. and Bray, J. (1976) Toppling of rock slopes. *ASCE, Proc. Specialty Conf. on Rock Eng. for Foundations and Slopes,* Boulder, CO, 2, 201-34.

Goodman, R. E. and Seed, H. B. (1966) Earthquake induced displacements of sand embankments. ASCE Vol. 92, SM2, pp. 125-46.

Goodman, R. E. and Shi, G. (1985) *Block Theory and its Application to Rock Engineering.* Prentice Hall, Englewood Cliffs, NJ.

Goodman, R. E., Moye, D. G., van Schalkwyk, A. and Javandel, I. (1965) Ground water inflows during tunnel driving. *Engng Geol., 70,* 396-8.

Griffiths, D. H. and King, R. F. (1988) *Applied Geophysics for Geologists and Engineers,* 2nd edn. Pergamon Press, Oxford, UK.

Haar, M. E. (1962) *Ground Water and Seepage.* McGraw Hill Co., New York.

Hagan, T. N. (1975) Blasting physics - what the operator can use in 1975. *Proc. Aust. Inst. Mining and Metall.,* Annual Conf., Adelaide, Part B, 369-86.

Hagan.T.N. (1992) Personal communication. Blasting Ltd., Queensland, Australia.

Hagan, T. N. and Bulow. B. (2000) Blast designs to protect pit walls. *Slope Stability in Surface Mining,* Soc. Min. Metallurgy and Exploration, Denver, CO, pp.125-30.

Haines, A. and Terbrugge, P. J. (1991) Preliminary estimate of rock slope stability using rock mass classification. *7th Cwg. Int. Soc. of Rock Mech.,* Aachen, Germany, pp. 887-92.

Hamel, J. V. (1970) The Pima Mine slide, Pima County, Arizona. *Geol. Soc. America,* Abstracts with Programs, 2(5), p. 335.

Hamel, J. V. (1971a) The slide at Brilliant cut. *Proc.*

13th Symp. Rock Mechanics, Urbana, IL, pp.487-510.

Hamel, J. V, (1971b) Kimberley pit slope failure. *Proc. 4th Pan-American Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engineering,* Puerto Rico, 2, 117-27.

Hammett, R. D. (1974) A study of the behaviour of discontinuous rock masses. *PhD Thesis.* James Cook University of North Queensland, Australia.

Han, C. (1972) The technique for obtaining equipotential lines of ground water flow in slopes using electrically conducting paper. *MSc. Thesis,* London University (Imperial College).

Hanna,T.H. (1982) *Foundations in Tension - Ground Anchors.* Trans. Tech. Publications/McGraw Hill Book Co., Clausthal-Zellerfeld, West Germany.

Harp, E. L. and Noble, M. A. (1993) An engineering rock classification to evaluate seismic rock fall susceptibility and its application to the Wasatch Front. *Bull. Assoc. Eng. Geologists.,* XXX(3), 293-319.

Harp, E. L. and Wilson, R. C. (1995) Shaking intensity thresholds for rock falls and slides: evidence from the 1987 Whittier Narrows and Superstition Hills earthquake strong motion records. *Bull. Seismological Soc.* Am., 85(6), 1739-57.

Harp, E. L. and Jibson, R. W. (2002) Anomalous concentrations of seismically triggered rock falls in Pacoima Canyon: are they caused by highly susceptible slopes or local amplification of seismic shaking. *Bull. Seismological Soc.* Am., 92(8), 3180-9.

Harp, E. L., Jibson, R. W., Kayen, R. E., Keffer, D. S., Sherrod, B. L., Collins. B. D., Moss, R. E. S. and Sitar, N. (2003) Landslides and liquefaction triggered by the M 7.9 Denali Fault earthquake of 3 November, 2002. GSA Today (Geological Society of America), August, 4-10.

Harr, M. E. (1977) *Mechanics of Paniculate Matter* - A *Probabilistic Approach.* McGraw-Hill, New York, 543 pp.

Harries, G. and Mercer, J. K. (1975) The science of blasting and its use to minimize costs. Proc. Austr. Inst. Mining and Metall. Annual Conf. Adelaide, Partb,387-99.

Hawley, P. M. and Stewart, A. F. (1986) Design of open pit coal mine slopes: an integrated approach. *Proc. Int. Symp. on Geotechnical Stability in Surface Mining.* Calgary, pp. 69-77. © Swets & Zeitlinger.

Hawley, P. M., Martin, D. C. and Acott, C. P. (1986) Failure mechanics and design considerations for footwall slopes. CIM *Bulletin,* Vol. 79, No. 896, 47-53.

Hemphill. G. B. (1981) *Wasting Operations.* McGraw Hill Inc., New York.

Hencher, S. R. and Richards, L. R. (1989) Laboratory direct shear testing of rock discontinuities. *Ground Engineering,* March, 24-31.

Hendron, A. J. and Patton, F. D. (1985) The Vaiont slide: a geotechnical analysis based on new geological observations of the failure surface. *Waterways Experiment Station Technical Report,* US Army Corps of Engineers, Vicksburg, MS, Vol. 1, 104 pp.

Heuer, R. E. (1995) Estimating ground water flow in tunnels. *Proc. Rapid Excavation and Tunneling Conf.,* San Francisco, pp. 41-80.

Hocking, G. (1976) A method for distinguishing between single and double plane sliding of tetrahedral wedges. *Int. J. Rock Mech. Mining Sci.,* 13, 225-6.

Hoek,E. (1968) Brittle failure of rock. In: *Rock Mechanics in Engineering Practice* (eds K. G. Stagg and 0. C. Zienkiewicz), John Wiley & Sons, London, pp.99-124.

Hoek, E. (.1970) Estimating the stability of excavated slopes in opencast mines. *Trans. Inst. Mining and Metallurgy,* London, 79, A109-32.

Hoek, E. (1974) Progressive caving induced by mining an inclined ore body. *Trans. Inst. Mining and Metallurgy,* London, 83, A133-39.

Hoek,E. (1983) Strength of jointed rock masses, 23rd. Rankine Lecture. *Geotechnique* 33(3), 187-223.

Hoek, E. (1990) Estimating Mohr-Coulomb friction and cohesion values from the Hock-Brown failure criterion. *Int. J. Rock Mech. Mining Sci. & Geomech. Abstr.* 12(3), 227-29.

Hoek, E. (1994) Strength of rock and rock masses, *ISRM News Journal,* 2(2), 4-16.

Hoek, E. and Bray, J. (1977) *Rock Slope Engineering,* 1st edn, IMM, London.

Hoek, E. and Bray, J. (1981) *Rock Slope Engineering,* 3rd edn, Inst. Mining and Metallurgy, London,

UK.

Hoek, E. and Brown, E. T. (1980a) Empirical strength criterion for rock masses. *J. Geotech. Engng Div.,* ASCE 106 (GT9), 1013-35.

Hoek, E. and Brown, E. T. (1980b) *Underground Excavations in Rock,* London, Inst. Mining Metallurgy, London, UK.

Hoek, E. and Brown. E. T. (1988) The Hoek-Brown failure criterion - a 1988 update. *Proc. 15th Canadian Rock Mech. Symp.* (ed. J.C. Curcan), pp. 31-8. Toronto, Dept Civil Engineering, University of Toronto.

Hoek, E. and Brown, E. T. (1997) Practical estimates or rock mass strength. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr.,* 34(8), 1165-86.

Hoek, E. and Marinos, P. (2000) Predicting tunnel squeezing. *Tunnels and Tunnelling Int.* Part I - November 2000, Part 2 - December 2000.

Hoek, E. and Richards, L. R. (1974) *Rock SlopeDesign Review.* Colder Associates Report to the Principal Govt. Highway Engineer, Hong Kong, 150 pp.

Hoek, E., Bray, J. and Boyd, J. (1973) The stability of a rock slope containing a wedge resting on two intersecting discontinuities. *Quart. J. Engng Geol.,* 6(1)22-35.

Hoek, E., Wood D. and Shah S. (1992) A modified Hoek-Brown criterion for jointed rock masses. *Proc. Rock Characterization, Symp. Int. Soc. Rock Mech.: Eurock* '92, (ed. J. A. Hudson), Brit. Geotech. Soc., London, pp.209-14.

Hoek, E., Kaiser P. K. and Bawden W. F. (1995) *Support of Underground Excavations in Hard Rock.* Rotterdam, Balkema.

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. *Bull. Engng Geol. Env.,* 57(2). 151-60.

Hoek, E., Carranza-Torres, C. and Corkum, B. (2002) Hoek-Brown failure criterion - 2002 edition. *Proc. North Am. Rock Mech. Soc. Meeting,* Toronto, Canada, July, 267-73.

Hofmann, H. (1972) "Kinematische Modellstudien zum Boschungs-problem in regalmassig geklufteten Medien." Verofrentlichungen des Institutes fur Bodenmechanik und Felsmechanik. Kalsruhe, Hetf 54.

Hong Kong Geotechnical Engineering Office (2000) *Highway Slope Manual.* Civil Engineering Department, Govt. Hong Kong, Special Administrative Region, 114 pp.

Hudson, J. A. and Priest, S. D. (1979) Discontinuities and rock mass geometry. *Int. J. Rock Mech.* Min. *Sci.* & *Geomech. Abstr..,* 16, 336-62.

Hudson, J. A. and Priest, S. D. (1983) Discontinuity frequency in rock masses. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci.* & *Geomech. Abstr.,* 20, 73-89.

Huitt, J. L. (1956) Fluid flow in a simulated fracture. *J. Am. Inst. Chem. Eng., 2,* 259-64.

Hungr, 0. (1987) An extension of Bishop's simplified method of slope stability to three dimensions. *Geotechnique,* 37, 113-17.

Hungr, 0. and Evans, S. G. (1988) Engineering evaluation of fragmental rock fall hazards. *Proc. 5th Int. Symp. on Landslides,* Lausanne, July, pp. 685-90.

Hungr, 0., Evans, S. G. and Hazzard. J. (1999) Magnitude and frequency of rock falls and rock slides along the main transportation corridors of southwestern British Columbia. *Canadian Geotech. J., 36,* 224-38.

Hutchinson, J. N. (1970) Field and laboratory studies of a fall in upper chalk cliffs at Joss Bay, Isle of Thanet. *Proc. Roscoe Memorial* Symp., Cambridge.

Hynes, M. E. and Franklin, A. G. (1984) Rationalizing the seismic coefficient method. *Miscellaneous Paper GL-84-13,* US Army Engineer Waterways Experiment Station, Vicksburg, Mississippi, p. 34.

IAEG Commission on Landslides (1990) Suggested nomenclature for landslides. *Bull. Int. Assoc. Eng. Geol.,*41, 13-16.

International Society of Explosive Engineers (ISEE) (1998) *Blasters' Handbook,* 17th edn Int. Soc. of Explosive Eng., Cleveland, OH, 742 pp.

International Society for Rock Mechanics (ISRM) (1981a) *Suggested Methods for the Quantitative Description of Discontinuities in Rock Masses* (ed. E. T. Brown). Pergamon Press, Oxford, UK, 211 pp.

International Society of Rock Mechanics (ISRM) (1981b) *Rock Characterization, Testing and Monitoring; ISRM Suggested Method.* Pergamon Press, Oxford, UK.

International Society of Rock Mechanics (ISRM)

(1981c) Basic geological description of rock masses. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr;* 18,85-110.

International Society of Rock Mechanics (1985) Suggested methods for determining point load strength. *Int. J. Rock Mech.,* 22 (2). 53-60.

International Society of Rock Mechanics (1991) Suggested methods of blast vibration monitoring. Dowding, C. H., coordinator. *Int. }. Rock Mech. Min. Sci.* & *Geomech. Abstr.,* Pergamon Press, 129 (2),143-56.

Ishikawa,N. (1999) Recent progress on rock shed studies in Japan. *Proc. Joint Japan-Swiss Sci. Seminar on Impact leading by Rock Falls and Design of Protection Measures,* Japan Soc. Civil Engng, Kanazawa, Japan, pp.1-6.

Itasca Consulting Group Inc. (2000) *UDEC (Universal Distinct Element Code), Version 3.1* Minneapolis, MN.

Itasca Consulting Group Inc. (2001) PLAC *(Fast Lagrangian Analysis of Continua), Version 4.0,* Minneapolis, MN.

Itasca Consulting Group Inc. (2002) *FLAC3D (Fast Lagrangian Analysis of Continua in 3 Dimensions), Version 2.1,* Minneapolis, MN.

Itasca Consulting Group Inc. (2003) 3DEC *(Three-Dimensional Distinct Element Code), Version 3.0,* Minneapolis, MN.

Jacob, C. E. (1950). Flow of ground water. In: *Engineering Hydraulics* (ed. H. Rouse). John Wiley and Sons, New York, pp. 321-86.

Jaegar, J. C. (1970) The behaviour of closely jointed rock. *Proc. 11th Symp. Rock Mech.,* Berkeley, CA, pp.57-68.

Jaeger, J. C. and Cook, N. G. W. (1976) *Fundamentals of Rock Mechanics,* 2nd edn. Chapman and Hall, London, UK, 585 pp.

Janbu, N. (1954) Application of composite slide circles for stability analysis. *Proc. European Conference on Stability of Earth Slopes.* Stockholm, 3, pp.43-9.

Janbu, N., Bjerrum, L. and Kjaernsli, B. (1956) *Soil Mechanics Applied to Some Engineering Problems* (in Norwegian with English summary). Norwegian Geotech. Inst., Publication 16.

Jenike, A. W. and Yen, B. C. (1961) Slope stability in axial symmetry. In: *Proc. 5th Rock Mechanics Symposium (University of Minnesota, 1961),* pp. 689-711 Pergamon, London.

Jennings, J. E. (1970) A mathematical theory for the calculation of the stability of open cast mines. Proc. *Symp. on the Theoretical Background to the Planning of Open Pit Mines,* Johannesburg, pp. 87-102.

Jibson, R. W. (1993) Predicting earthquake-induced landslide displacements using Newark's sliding block analysis. *Transportation Research Record 1411,* Transportation Research Board, Washington, DC, pp.9-17.

Jibson, R. W. (2003) Personal communication.

Jibson, R. W. and Harp, E. L., (1995) Inventory of Landslides Triggered by the 1994 Northridge, California Earthquake. *Dept of the Interior, USGS,* Open-File 95-213, 17 pp.

Jibson, R. W., Harp, E. L., and Michael, J. A. (1998) A method for producing digital probabilistic seismic landslide hazard map: an Example from the Los Angeles, California area. *Dept. Interior, USGS,* Open-File Report 98-113, 17 pp.

John, K. W. (1970) Engineering analysis of three-dimensional stability problems utilizing the reference hemisphere. *Proc. 2nd Int. Cong. Int. Soc. Rock Mech.,* Belgrade, 2, 314-21.

Kane, W. F. and Beck, T. J. (1996) Rapid slope monitoring. *Civil Engineering,* ASCE, Washington, DC, June, 56-8.

Keefer, D. L. (1984) Landslides caused by earthquakes. *Geol. Soc. of America Bull., 95,* 406.21.

Keefer, D. L. (1992) The susceptibility of rock slopes to earthquake-induced failure. *Proc. 35th Annual Meeting of the Assoc. of Eng. Geologists* (ed. Martin L. Stout), Long Beach, CA, pp. 529-38.

Kennedy, B. A. and Neimeyer, K. E. (1970) Slope monitoring systems used in the prediction of a major slope failure at the Chuquicamata Mine, Chile. *Proc. of Symp. On Planning Open Pit Mines,* Johannesburg, South Africa, pp.215-25.

Kielhorn, W. (1999) Another wedge calculator. Computer software, kielhorn@infomatch.com

Kiersch, G. A. (1963). Vaiont Reservoir Disaster. *Civil Engng,* 34(3), 32-9.

Kikuchi, K., Kuroda, H. and Mito, Y. (1987) Stochastic estimation and modeling of rock joint distribution based on statistical sampling. *6th Int. Congress on Rock Mech.,* Montreal, Balkema,

pp. 425-8.

King, R. A. (1977) A review of soil corrosiveness with particular reference to reinforced earth. *Transport and Road Research Laboratory,* Crowthorne, UK, Supplementary Report No. 316.

Kobayashi, Y., Harp, E. L. and. Hagawa, T. (1990) Simulation of rock falls triggered by earthquakes. *Rock Mech. Rock Engng,* 23(1), 1-20.

Kreyszig. E. (1976) *Advanced Engineering Mathematics.* John Wiley and Sons, New York, pp. 770-6.

Kulatilake, P. H. S. (1988) State of the art in stochastic joint geometry modeling. *Proc. 29th US Symp. Rock Mech.* (eds P. A. Cundall, J. Sterling and A. M. Starfield), Balkema, Rotterdam, pp. 215-29.

Kulatilake. P. H. S. and Wu, T. H. (1984) Estimation of the mean length of discontinuities. *Rock Mech. Rock Engng,* 17(4), 215-32.

Ladegaard-Pedersen, A. and Dally, J. W. (1975) A *Review of Factors Affecting Damage in Blasting.* Report to the National Science Foundation. Mech. Engng Dept, Univ. of Maryland, 170 pp.

Lambe, W. T. and Whitman, R. V. (1969). *Soil Mechanics.* Wiley, New York.

Langefors, U. and Kihistrom, B. (1973). *The Modern Technique of Rock Blasting.* John Wiley and Sons, New York, 2nd edn.

Lau, J. S. 0. (1983) The determination of true orientations of fractures in rock cores. *Can. Geotech. J.,* 20, 221-7.

Leighton, J. C. (1990) New tunnel at Shalath Bluff on BC Rail's Squamish Subdivision. *Proc. 8th Annual Meeting of the Tunnelling Association of Canada,* Vancouver, BC, October, Bitech Publishers Ltd., pp.255-66.

Ley, G. M. M. (1972) *The Properties of Hydrothermally Altered Granite and their Application to Slope Stability in Open Cast Mining.* MSc. Thesis, London University, Imperial College.

Leyshon, P. R. and Lisle, R. J. (1996) *Stereographic Protection Techniques in Structural Geology.* Butterworth and Heinemann, Oxford, UK, 104 pp.

Lin, J.-S. and Whitman, R. V. (1986) Earthquake induced displacement of sliding blocks. *J. Geotech. Engng Div.,* ASCE, Vol. 112, No.l Jan. 1986.

Ling, H. I. and Cheng. A. H.-D. (1997) Rock sliding induced by seismic forces. *Int. J. Rock Mech. Mining Sci.* 34(6), 1021-9.

Littlejohn, G. S. and Bruce, D. A. (1977) *Rock Anchors - State of the Art.* Foundation Publications Ltd., Brentwood, Essex, UK.

Londe, P. (1965) Une method d'analyse a trois dimensions de la stabilite d'une rive rocheuse. *Annales des Fonts et Chaussees,* Paris, 37.60.

Londe, P., Vigier, G. and Vormeringer, R. (1969) Stability of rock slopes - a three-dimensional study, *J. Soil Mech, Fndn Engng Div.* ASCE, 95 (SM1), 235-62.

Londe, P., Vigier, G. and Vormeringer, R. (1970) Stability of rock slopes - graphical methods. *J. Soil Mech. Fndn Engng Div.* ASCE, 96 (SM4), 1411-34.

Lorig, L. J. (1985) A simple numerical representation of fully bonded passive rock reinforcement for hard rocks, *Computers & Geotechnics,* 1, 79-97.

Lorig, L. andVarona, P. (2001) Practical slope stability analysis using finite-difference codes. In: *Slope Stability in Surface Mining* (eds W. A. Hustralid, M. J. McCarter and D. J. A. Van Zyl). Society for Mining, Metallurgy and Exploration, Inc., Littleton, pp.115-24.

Louis, C. (1969) A study of ground water flow in jointed rock and its influence on the stability of rock masses. Doctorate thesis, Univ. of Karlsruhe (in German). English translation: *Imperial College Rock Mech. Research Report No. 10, 50* pp.

McCauley, M. L., Works, B. W. and Naramore, S. A. (1985) *Rockfall Mitigation.* Report FHWA/CA/TL-85/12. FHWA, US Department of Transportation.

McClay. K. R. (1987) *The Mapping of Geological Structures,* John Wiley & Sons, Sussex, UK.

McDonald, M. and Harbaugh, A. (1988) A modular three-dimensional finite-difference ground water flow model. US *Geological Survey Tech. Water Resources Inv.,* Bk. 6, Ch. A1.

McGuffey, V., Athanasiou-Grivas, D., Ion, J. and Kyfor Z. (1980) *Probabilistic Embankment Design - A Case Study.* Transportation Research Board, Washington, DC.

McKinstry, R., Floyd, J. and Bartley, D. (2002) Electronic detonator performance evaluation at Barrick Goldstrike Mines Inc. *J. Explosives Engng,*

Int. Soc. Explosives Eng., Cincinnati, OH, May/June, pp.12-21.

McMahon, B. K. (1982) *Probabilistic Design in Geotechnical Engineering.* Australian Mineral Foundation, AMF Course 187/82, Sydney.

Mahtab, M. A. and Yeguialp, T. M. (1982) A rejection criterion for definition of clusters in orientation data. *Proc. 22nd Symp. on Rock Mech.,* Berkeley, CA, Soc. Min. Eng., American Inst. Mining, Metallurgical and Petroleum Engineers. pp.116-24.

Maini, Y. N. (1971) In situ parameters in jointed rock - their measurement and interpretation. PhD Thesis, University of London.

Mamaghani, I. H. P., Yoshida, H. and Obata, Y. (1999) Reinforced expanded polystyrene Styrofoam covering rock sheds under impact of falling rock. *Proc. Joint Japan-Swiss Sci. Seminar on Impact Loading by Rock Falls and Design of Protection Measures,* Japan Soc. Civil Eng., Kanazawa, Japan, pp. 79-89.

Marinos, P. and Hoek, E. (2000). GSI - a geologically friendly tool for rock mass strength estimation. *Proc. GeoEng 2000 Conference,* Melbourne.

Marinos, P., and Hoek, E. (2001) Estimating the geotechnical properties of heterogeneous rock masses such as flysch. Accepted for publication in the *Bull. Int. Assoc. of Engng Geologists.*

Markland, J. T. (1972) A useful technique for estimating the stability of rock slopes when the rigid wedge sliding type of failure is expected. *Imperial College Rock Mechanics Research Report No. 19,* 10 pp.

Marsal, R. J. (1967) Large scale testing of rock fill materials. *J. Soil Mech. Fdns. Div., ASCE,* 93, SM2, 27-44.

Marsal, R. J. (1973) Mechanical properties of rock fill. In; *Embankment Dam Engineering, Casagrande Volume,* Wiley and Sons, New York, pp. 109-200.

Martin, D. C. (1993) *Time-dependent deformation of rock slopes.* PhD Thesis, University of London, August, 1993.

Mearz, N. H., Franklin, J. A. and Bennett, C. P. (1990) Joint roughness measurements using shadow profilo-metry. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr.,* 27(5), 329-43.

Meyerhof, G. G. (1984) Safety factors and limit states analysis in geotechnical engineering. *Can. Geotech. J.,* 21, 1-7.

Middlebrook, T. A. (1942) Fort Peck slide. Proc. ASCE, Vol. 107, Paper 2144, p. 723.

Ministry of Construction, Japan (1983) *Reference Manual on Erosion Control Works* (in Japanese), Erosion Control Department, Japan, 386 pp.

Mohr, 0. (1900) Welche Umstande bedingen die Elast-izitatsgrenze und den Bruch eines Materials? Z. *Ver. dt. Ing.,* 44,1524-30; 1572-77.

Moore, H. (1986) Construction of a shot-in-place rock buttress for landslide stabilization. *Proc. 37th Highway Geology Symp.,* Helena, Montana, 21 pp.

Moore, D. P. and Imrie, A. S. (1982) Rock slope stabilization at Revelstoke Dam site. *Trans. 14th Int. Cong. on Large Dams,* ICOLD, Paris, 2, pp. 365-85.

Moore. D. P. and Imrie, A. S, (1993) Stabilization at Dutchman's Ridge. *Proc. 6th Int. Symp. on Landslides,* Christchurch, NZ, Balkema, Vol. 3, 6 pp.

Moore, D. P., Imrie, A. S. and Enegren, E. G. (1997) Evaluation and management of Revelstoke reservoir slopes. *Int. Commission on Large Dams, Proc. 19th Congress,* Florence, Q74, R1, 1-23.

Morgan, D. R., McAskill, N., Richardson, B. W. and Zeilers, R. C. (1989) A comparative study of plain, polypropylene fiber, steel fiber, and wire mesh reinforced shorcretes. Transportation Research Board, Annual Meeting, Washington, DC, 32 pp. (plus appendices).

Morgan, D. R., Heere, R., McAskill, N. and Chan, C. (1999) Comparative evaluation of system ductility of mesh and fibre reinforced shotcretes. *Proc. Conf. on Shotcrete for Underground Support VIII,* Engineering Foundation (New York) Campos do Jordao, Brazil, 23 pp.

Morgenstern, N. R. (1971) The influence of ground water on stability. *Proc. 1st. Symp. on Stability in Open Pit Mining,* Vancouver, Canada, AIME. New York, 65.82.

Morgenstern, N. R. and Price, V. E. (1965) The analysis of the stability of general slide surfaces. *Geotechnique.* 15, 79-93.

Morris, A.J. and Wood, D. F. (1999) Rock slope engineering and management process on the Canadian pacific Railway. Proc. 50th Highway Geology Symposium, Roanoke, VA.

Morriss, P. (1984) Notes on *the Probabilistic Design of Rock Slopes.* Australian Mineral Foundation,

notes for course on Rock Slope Engineering, Adelaide, April.

Muller, L. (1968) New considerations of the Vaiont slide. *Felsmechamk und engenieurgeologie,* 6(1), 1-91.

National Highway Institute (NHI) (1998) *Geotechnical Earthquake Engineering.* Publication No. FHWA HI-99-012, Washington, DC, 265 pp.

Newmark, N. M. (1965) Effects of earthquakes on dams and embankments. *Geotechnique,* 15(2), 139-60.

Nonveiller, E. (1965) The stability analysis of slopes with a slide surface of general shape. *Proc. 6th Int. Conf. Soil Mech. Foundation Engng.* Montreal. 2, pp.522.

Norrish, N. I. and Lowell, S, M. (1988) Aesthetic and safety issues for highway rock slope design. *Proc. 39th Annual Highway Geology Symp.,* Park City, Utah.

Norton, F. H. (1929) *Creep of Steel at High Temperatures.* McGraw-Hill, New York.

Office of Surface Mining (OSM) (2001) Use of explosives: preblasting surveys. US *Dept of the Interior, Surface Mining Law Regulations,* Subchapcer K, 30 CRF, Section 816.62, Washington, DC.

Oregon Department of Transportation (2001) *Rock Fall Catchment Area Design Guide.* ODOT Research Group Report SPR-3(032), Salem, OR, 77 pp. with appendices.

Oriard,L.L. (1971) Blasting effects and their control in open pit mining. *Proc. Second Int. Conf. on Stability in Open Pit Mining,* Vancouver, AIME, New York, pp.197-222.

Oriard, L. L. (2002) *Explosives Engineering, Construction Vibrations and Geotechnology.* Int. Soc. Explosives Engineers, Cleveland, OH, 680 pp.

Oriard, L. L. and Coulson, J. H. (1980) *Blast Vibration Criteria for Mass Concrete. Minimizing Detrimental Construction Vibrations.* ASCE, Preprint 80-175, pp.103-23.

Pahl, P. J. (1981) Estimating the mean length of discontinuity traces. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci.* & *Geomech. Abstr., 18,* 221-8.

Pan, X. D. and Hudson, J. A. (1988) A simplified three dimensional Hoek-Brown yield criterion. In: *Rock Mechanics and Power Plants,* Rotterdam, Balkema, i pp. 95-103. I

PanTechnica Corp. (2002) *KbSlope Slope Stability Program for KeyBlock Analysis.* PanTechnica Corporation, Caska, Minnesota, www.pantechnica.com/

Patton, F. D. (1966) Multiple modes of shear failure in rock. *Proc. 1st. Int. Congress on Rock Mech.,* Lisbon, 1, 509-13.

Patton, F. D. and Deere, D. U. (1971) Geologic factors controlling slope stability in open pit mines. *Proc. 1st. Symp. on Stability in Open Pit Mining,* Vancouver, Canada, AIME. New York, 23-48.

Paulding. B. W. Jr. (1970) Coefficient of friction of natural rock surfaces. *Proc.* ASCE *}. Soil Mech. Foundation Div.,* Vol. 96 (SM2), 385-94.

Peck, R. B. (1967) Stability of natural slopes. Proc. *ASCE, 93* (SM 4), pp. 403-17.

Peckover, F. L. (1975) Treatment of rock falls on railway lines. *American Railway Engineering Association,* Bulletin 653, Washington, DC, pp. 471-503.

Pells, P. J. N. (1974) The behaviour of fully bonded rock bolts. In: *Advances in Rock Mechanics.* Vol 2: Part B, pp. 1212-17 National Academy of Sciences, Washington, DC.

Pentz, D. L. (1981) Slope stability analysis techniques incorporating uncertainty in the critical parameters, *Third Int. Conf. on Stability in Open Pit Mining,* Vancouver, Canada.

Persson, P. A. (1975) Bench drilling - an important first step in the rock fragmentation process. *Atlas Copco Bench Drilling Symposium,* Stockholm.

Persson, P.A., Holmburg, R. and Lee, J. (1993) *Rock Blasting and Explosive Engineering.* CRC Press, Boca Raton FL.

Peterson, J. E.. Sullivan, J. T. and Tater, G. A. (1982) The use of computer enhanced satellite imagery for geologic reconnaissance of dam sites. *ICOLD, 14th Cong. on Large Dams,* Rio de Janeiro, Q53, R26, Vol. II, 449-71.

Pfeiffer, T. J. and Bowen, T. D. (1989) Computer simulation of rock falls. *Bull. Assoc. Eng. Geol.,* XXVI (1), 135-46.

Pfeiffer, T. J., Higgins, J. D. and Turner, A. K. (1990) Computer aided rock fall hazard analysis. *Proc. Sixth Int. Congress, Int. Assoc. of Engineering Geology,* Amsterdam. Balkema, Rotterdam, I Netherlands, pp. 93-103.

Phillips, F. C. (1971) *The Use of Stereographic Projections in Structural Geology.* Edward Arnold, London, UK, 90 pp.

Pierce, M., Brandshaug. T. and Ward, M. (2001) Slope stability assessment at the Main Cresson Mine. In: *Slope Stability in Surface Mining* (eds W. A. Hustralid, M. J. McCarter and D. J. A. Van Zyl). Littleton: Soc. Mining, Metallurgy and Exploration, Inc., 239-50.

Pierson, L., Davis, S. A. and Van Vickie, R. (1990) *The Rock Fall Hazard Rating System, Implementation Manual.* Technical Report #FHWA-OR-EG-90-01, Washington, DC.

Piteau, D. R. (1980) Slope stability analysis for rock fall problems; the computer rock fall model for simulating rock fall distributions. *Rock Slope Engineering, Part D. Federal Highway Administration Reference Manual FHWA-TS-79-208:* Department of Transportation, Washington, DC.

Piteau, D. R. and Jennings, J. E. (1970) The effects of plan geometry on the stability of natural slopes in rock in the Kimberley area of South Africa. In: *Proceedings of the 2nd Congress of the International Society of Rock Mechanics (Belgrade). Vol 3: Paper 7-4.*

Piteau, D. R. and Peckover, P. L. (1978) Engineering of rock slopes. Landslides analysis and control, Special Report 176, Chapter 9, National Academy of Sciences, Washington, DC, pp. 192-234.

Post Tensioning Institute (PTI) (1996) *Recommendations for Prestressed Rock and Soil Anchors, 2nd edn.* Phoenix, Az, 70 pp.

Priest, S. D. and Hudson, J. A. (1976) Discontinuity spacings in rock. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr.,* 13, 135-48.

Priest, S. D. and Hudson, J. A. (1981) Estimation of discontinuity spacing and trace length using scanline surveys. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. 6r Geomech. Ahstr.,* 18, 183-97.

Pritchard, M. A. and Savigny, K. W. (1990) Numerical modelling of toppling. *Can. Geotech. J., 27,* I 823-34.

Pritchard, M. A. and Savigny, K. W. (1991) The Heather Hill landslide: an example of a large scale toppling failure in a natural slope. *Can. Geotech. J.,* 28,410-22.

Protec Engineering (2002) Rock fall caused by earthquake and construction of GeoRock Wall in Niijima Island, Japan, http://www.pi-oteng.co.jp

Pyke, R. (1999) Selection of seismic coefficients for use in pseudo-static slope stability analysis, http:// www.tagasoft.com/opinion/article2.html, 3 pp.

Rengers, N. (1971) Roughness and friction properties of separation planes in rock. *Thesis,* Tech. Hoch-schule Fredericiana, Karlsruhe, Inst. Bodenmech. Felsmech. Veroff, 47, 129 pp.

Ritchie, A. M. (1963) Evaluation of rock fall and its control. *Highway Research Record 17,* Highway Research Board, NRC, Washington, DC, pp.13-28.

Roberds, W. J. (1984) Risk-based decision making in geotechnical engineering: overview of case studies. *Engineering Foundation Conf. on Risk-based Decision Making in Water Resources.* Santa Barbara, CA.

Roberds, W. J. (1986) Applications of decision theory to hazardous waste disposal. ASCE *Specialty Conf. GEOTECH IV,* Boston, MA.

Roberds, W. J. (1990) Methods of developing defensible subjective probability assessments. *Transportation Research Board,* Annual Meeting, Washington, DC.

Roberds, W. J. (1991) Methodology for optimizing rock slope preventative maintenance programs. *ASCE, Geotechnical Engineering Congress,* Boulder, CO, Geotechnical Special Publication 27, pp. 634-45.

Roberds. W. J., Ho, K. K. S. and Leroi, E. (2002) Quantitative risk assessment of landslides. *Transportation Research Record 1786,* Paper No. 02-3900, pp. 69-75, Transportation Research Board, Washington, DC.

Roberts, D. and Hoek, E. (1972) A study of the stability of a disused limestone quarry face in the Mendip Hills, England. *Proc. 1st. Int. Conf. on Stability in Open Pit Mining,* Vancouver, Canada. Published by AIME, New York, pp. 239-56.

Rocscience (2001) *SWEDGE - Probabilistic Analysis of the Geometry and Stability of Surface Wedges.* Rocscience Ltd., Toronto, Canada, www.rocscience.com/

Rocscience Ltd. (2002a) *ROCLAB Software for Calculating Hoek-Brown Rock Mass Strength.* Toronto,

Ontario, www.rocscience.com/

Rocscience Ltd. (2002b) SLIDE-2D *Slope Stability Analysis for Rock. and Soil Slopes.* Toronto, Ontario, www.rocscience.com/

Rocscience, I. (2002c) *PHASE² Version 5* (Toronto, Rocscience).

Rocscience (2003) *ROCPLANE - Planar Sliding Stability Analysis for Rock Slopes. Toronto,* Ontario, www. rocscience.com/

Rocscience (2004) *Roc Fall - Statistical Analysis of Rock falls.* Toronto, Ontario, www.rocscience.com/

Rohrbaugh, J. (1979) Improving the quality of group judgment: social judgment analysis and the Delphi technique. *Organizational Behaviour and Human Performance,* 24, 73-92.

Ross-Brown, D. R. (1973) *Slope Design in Open Cast Mines.* PhD Thesis, London University, 250 pp.

Sageseta, C., Sanchez, J. M. and Canizal, J. (2001) A general solution for the required anchor force in rock slopes with coppling failure. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci.,* 38, 421-35.

Salmon, G. M. and Hartford, N. D. (1995) Risk analysis for dam safety. *Int. Water Power and Dam Construction,* 21, 38-9.

Sarma, S. K. (1975) Seismic stability of earth dams and embankments. *Geotechnique* 25 (4), 743-61.

Sarma, S. K. (1979) Stability analysis of embankments and slopes. *J. Geotech. Engng Div.,* ASCE, 105 (GT12) 1511-24.

Savely, J. P. (1987) Probabilistic analysis of intensely fractured rock masses. *Sixth International Congress on Rock Mechanics,* Montreal, 509--14.

Scheidegger, A. E. ('I960) *The Physics of Flow Through Porous Media.* Macmillan, New York.

Schuster, R. L. (1992) Recent advances in slope stabilization. Keynote Paper, Session G3, *Proc. 6th Int. Symp. on Landslides,* Auckland, Balkema, Rotterdam, Netherlands.

Seed, H. B. (1979) Considerations in the earthquake-resistant design of earth and rockfill dams. *Geotechnique,* 29(3), 215-63.

Shah, S. (1992) A *Study of the Behaviour of Jointed Rock Masses,* PhD Thesis, University of Toronto.

Sharma, S. (1991) XSTABL, an integrated slope stability analysis method for personal computers, Version 4.00. *Interactive Software Designs Inc.,* Moscow, Idaho, USA.

Sharp, J. C. (1970) Fluid flow through fractured media. PhD Thesis, University of London.

Siskind, D. D., Stachura, V. J. and Raddiffe, K. S. (1976) *Noise and Vibrations in Residential Structures from Quarry Production Blasting.* US Bureau of Mines, Report of Investigations 8168.

Siskind, D. E., Staff, M. S., Kopp, J. W. and Dowding, C. H. (1980). *Structure Response and Damage Produced by Ground Vibrations from Surface Blasting.* US Bureau of Mines, Report of Investigations 8507.

Sjoberg, J. (1999) *Analysis of Large Scale Rock Slopes.* Doctoral thesis 1999:01, Division of Rock mechanics, Lulea University of Technology.

Sjoberg, J. (2000) Failure mechanism for high slopes in hard rock. *Slope Stability in Surface Mining,* Society of Mining, Metallurgy and Exploration, Littleton, CO, pp. 71-80.

Sjoberg, J., Sharp, J. C. and Malorey, D. J. (2001) Slope Stability at Aznalcollar. In: *Slope Stability in Surface Mining* (eds W. A. Hustralid, M. J. McCarter and D. J. A. Van Zyl), Society for Mining, Metallurgy and Exploration, Inc., Littleton, CO, 183-202.

Skempton, A. W. (1948) The $\phi = 0$ analysis for stability and its theoretical basis. *Proc. 2nd Int. Conf. Soil Mech. Foundation Engng,* Rotterdam, Vol. 1, pp. 72.

Skempton, A. W. and Hutchinson, J. N. (1969) Stability of natural slopes and embankment foundations. State of the art report. Proc. *7th Int. Conf. on Soil Mechanics,* Mexico, Vol. 1, pp. 291-340.

Smith, D. D. and Duffy J. D. (1990) *Field Tests and Evaluation of Rock Fall Restraining Nets.* Division of Transportation Materials and Research, Engineering Geology Branch, California Department of Transportation, Sacramento, CA.

Snow, D. T. (1968) Rock fracture spacings, openings and porosities. *J. Soil Mech. Fndn. Dir., Proc.* ASCE, 94, 73-91.

Sonmez, H. and Ulusay, R. (1999) Modifications to the geological strength index (GSI) and their applicability to the stability of slopes. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci.,* 36(6), 743-60.

Soto, C. (1974) *A Comparative Study of Slope Modelling Techniques for Fractured Ground.* MSc. Thesis. London University, Imperial College.

Spacial Data Services Inc. (2002) Cyrax Laser Scan-

ning. Canada, //www.sds3dscan.com/

Spang, K. and Egger, P. (1990) Action of fully-grouted bolts in joined rock for fractured ground. *J. Rock Mech. Rock Engng.*, 23, 210-99.

Spang, R. M- (1987) Protection against rock fall-stepchild in the design of rock slopes. *Proc. Int. Conf. Rock Mech.,* Montreal, Canada, ISRM, Lisbon, Portugal, pp. 551-7.

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

Spencer, E. (1969) Circular and logarithmic spiral slide surfaces. /. *Soil Mech.* Foundation Div. ASCE. 95(SM 1), 227-234.

Stacey, P. F. (1996) Second workshop on large scale slope stability. Las Vegas, Sept. 13 (no proceedings).

Stagg, M. S., Siskind, D. E., Stevens, M. G. and Dowding, C. H. (1984) *Effects of Repeated Blasting on a Wood Frame House.* US Bureau of Mines, Report of Investigations 8896.

Starfield, A. M. and CundaII, P. A. (1988) Towards a methodology for rock slope modelling. *Int. J. Rock Mechanics, Mining Sci. & Geomech. Abstr.,* 25(3), 99-106.

Stauffer, M. R. (1966) An empirical-statistical study of three-dimensional fabric diagrams as used in structural analysis. *Can. J. Earth Sci., 3,* 473-98.

Stewart, A. F., Wessels, F. and Bird, S. (2000) Design, implementation and assessment of open-pit slopes at Palabora over the last 29 years. In: *Slope Stability in Surface Mining* (eds W. A. Hustralid, M. J. McCarter and D. J. A. Van Zyl), Society for Mining, Metallurgy and Exploration, Inc., Littleton, CO, pp. 177-81.

Taylor, D. W. (1937) *Stability of Earth Slopes.* J. Boston Soc. Civil Engineers, 24, 197 pages.

Terzaghi, K. (1943) *Theoretical Soil Mechanics.* John Wiley, New York.

Terzaghi, K. (1950) *Mechanisms of Landslides.* Engineering Geology (Berkley) Volume (Geological Society of America).

Terzaghi, K. (1962) Stability of steep slopes on hard unweathered rock. *Geotechnique,* 1-20.

Terzaghi, K. and Peck R. (1967). *Soil Mechanics in Engineering Practice.* John Wiley and Sons, New York, N. Y.

Terzaghi, R. (1965) Sources of errors in joint surveys. *Geotechnique,* 15, 287-304.

Theis, C. V. (1935) The relation of the lowering of the piezometric surface, and the rate and duration of discharge of a well using ground water storage. *Trans. Amer. Geophysical Union,* 16, 519-24.

Threadgold, L. and McNichol, D. P. (1985) *Design and construction of polymer grid boulder barriers to protect a large public housing site for Hong Kong Housing Authority.* Polymer Grid Reinforcement, Thomas Telford, London, UK.

Todd, D. K. (1959) *Ground Water Hydrology.* John Wiley and Sons, New York, pp. 47-9 and 78-114.

Transportation Research Board (TRB) (1996) *Landslides, Investigation and Mitigation.* National Research Council, Special Report 247, Ch. 1, Washington DC, 673 pp.

Transportation Research Board (TRB) (1999) Geotechnical Related Development and Implementation of Load and Resistance Factor Design (LRFD) Methods. *NCHRP Synthesis No. 276,* Washington, DC, *69* pp.

Transportation Research Board (TRB) (2002) *Evaluation of Metal Tensioned Systems in Geotechnical Applications.* NCHRP Project No. 24-13, Washington, DC, 102 pp. plus figures and appendices.

Trollope. D. H. (1980) The Vaiont slope failure. *Rock Mechanics,* 13(2), 71-88.

Tse, R. and Cruden, D. M. (1979) Estimating joint roughness coefficients. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr, 16,* 303-7.

Ucar, R. (1986) Determination of shear failure envelope in rock masses. *J. Geotech. Eng. Div. ASCE,* 112(3), 303-15.

United States Bureau of Mines (USBM) (1984) *Selected Pneumatic Gunites for Use in Underground Mines: A Comparative Engineering Analysis.* USBM, Dept. of the Interior. Information Circular 8984.

University of Utah, (1984) Flooding and landslides in Utah - an economic impact analysis. *University of Utah Bureau of Economic and Business Research,* Utah Dept. of Community and Economic Development, and Utah Office of Planning and Budget, Salt Lake City, 123 pp.

USEPA (1993) Technical manual: solid waste disposal facility criteria. *United States Environmental*

Protection Agency, EPA/530/R-93/017, Washington, DC.

Vamosi, S. and Berube, M. (1987) Is Parliament Hill moving? *Canadian Dept. Energy Mines and Resources,* Geos Magazine, 4, 18-22.

Van Velsor, J. E. and Walkmshaw, J. L. (1992) Accelerated movement of a large coastal landslide following the October 17, 1989 Loma Prieta earthquake in California. *Transportation Research Record 1343,* Transportation Research Board, Washington, DC, pp.63-71.

Watson, J. (2002) ISEE (2002) Electronic blast initiation - a practical users guide. *J. Explosives Eng.,* Int. Soc. Explosives Eng., Cincinnati, OH, May/June, pp. 6-10.

Watts, C. F. Associates (2001) ROCKPACK III for the Analysis of Rock Slope Stability, *cwatts@runet.edu*

Wei. Z. Q., Egger, P. and Descoeudres, F. (1995) Permeability predictions for jointed rock masses. *Int. J. Rock Mech. and Min. Sciences.,* Pergamon Press, 32 (3), 251-61.

Whitman, R. V. (1984) Evaluating calculated risk in geotechnical engineering. *J. Geotech. Engng, ASCE,* 110,145-88.

Whitman, R. V. and Bailey, W. A. (1967) The use of computers in slope stability analysis. *J. Soil Mech. Fndn. Eng.,* ASCE. 93, SM4, 475-98.

Whyte, R. J. (1973) A *study of progressive hanging wall caving at Chambishi copper mine in Zambia using the base friction model concept. MSc. Thesis.* London University, Imperial College.

Wiss, J. F. (1981) Construction vibrations: state-of-the-art. *Proc. Am. Soc. Civil F^ngng, Geotech. Eng. Div.,* Vol. 107. No. GT2, February, pp. 167-80.

Wittke, W. W. (1965) Method to analyze the stability of rock slopes with and without additional loading (in German). *Felsmechanick und Ingenieurgeolgie.* Supp. 11. Vol. 30, 52-79. English translation in *Imperial College Rock. Mechanics Research Report* No. 6, July, 1971.

Wright,E.M. (1997) State of the art of rock cut design in eastern Kentucky. *Proc. Highway Geology Symp.,* Knoxville, TN, pp. 167-73.

Wu, S.-S. (1984) Rock fall evaluation by computer simulation. *Transportation Research Board,* Washington, Transportation Research Record, No.1031.

Wu, T. H., Ali, E. M. and Pinnaduwa, H. S. W. (1981) *Stability of slopes in shale and colluvium.* Ohio Dept. of Transportation and Federal Highway Administration, Prom. No. EES 576. Research Report prepared by Ohio State University, Dept. Civil Engng.

www.terrainsar.com (2002) Webpage describing features of Synthetic Aperture Radar.

Wyllie, D. C. (1980) Toppling rock slope failures, examples of analysis and stabilization. *Rock Mech..,* 13, 89-98.

Wyllie, D. C. (1987) Rock slope inventory system. *Proc. Federal Highway Administration Rock Fall Mitigation Seminar.* FHWA, Region 10, Portland, Oregon.

Wyllie, D. C. (1991) Rock slope stabilization and protection measures. Assoc. Eng. Geologists, *National Symp. on Highway and Railway Slope Stability,* Chicago.

Wyllie, D. C. (1999) *Foundations on Rock, 2nd edn,* Taylor and Francis, London, UK, 401 pp.

Wyllie, D. C. and Munn, F. J. (1979) Use of movement monitoring to minimize production losses due to pit slope failure. *Proc. 1st Int. Symp. on Stability in Coal Mining,* Vancouver, Canada, Miller Freeman Publications, pp. 75-94.

Wyllie, D. C. and Wood, D. F. (1981) Preventative rock blasting protects track. *Railway Track and Structures,* Chicago, IL, Sept., 34-40.

Wyllie, D. C., McCammon, N. R. and Brumund. W. F. (1979) Use of risk analysis in planning slope stabilization programs on transportation routes. *Transportation Research Board,* Research Record 749, Washington DC.

Xanthakos, P. P. (1991) *Ground Anchorages and Anchored Structures.* John Wiley & Sons Inc., New York, 686 pp.

Yoshida, H. (2000) Personal communication.

Yoshida, H., Ushiro, T., Masuya, H. and Fujii, T. (1991) An evaluation of impulsive design load of rock sheds taking into account slope properties (in Japanese). *J. Struct. Eng.,* 37A (March), 1603-16.

Youd, T. L. (1978) Major cause of earthquake damage is ground movement. *Civil Engng, ASCE,* April, 47-51.

Youngs, R. R., Day, S. M. and Stevens, J. L. (1988) Near field ground motions on rock for large

subduction earthquakes. *Earthquake Engineering and Soil Dynamics II—Recent Advances in Ground-Motion Evaluation,* ASCE Geotechnical Special Publication No..20, pp. 445-62.

Yu, X. and Vayassde, B. (1991) Joint profiles and their roughness parameters. Technical note, *Int. J. Rock Mech. Min. Sci.* & *Geomech. Abstr.,* 16(4), 333-6.

Zanbak, C. (1983) Design charts for rock slope susceptible to toppling. *ASCE, }. Geotech. Engng,* 109 (8),1039-62.

Zavodni, Z. M. (2000) Time-dependent movements of open pit slopes. *Slope Stability in Surface Mining.* Soc. Mining, Metallurgy and Exploration, Littleton CO, Ch. 8. pp. 81-7.

Zavodni, Z. M. and Broadbent, C. D, (1980) Slope failure kinematics. *Canadian Institute of Mining Bulletin,* 73 (816).

Zhang, X., Powrie, W., Harness, R. and Wang, S. (1999) Estimation of permeability for the rock mass around the ship locks at the Three Gorges Project, China. *Int. J. Rock Mech. Min. Sd.,* 36, 381-97.

Zienkiewicz, 0. C., Humpheson, C. and Lewis, R. W. (1975) Associated and non-associated visco-plasticity and plasticity in soil mechanics, *Geotechnique,* 25(4), 671-89.

İndeks

3DEC 220, 221, 223
  kama 234
açıklık 58
açık ocak
  ayrışmış kaya açık ocak arazi örneği 368
  kinematik analiz 40
  kompetan kaya açık ocak arazi örneği 372
  probabilistik tasarım 15
  şev bileşenleri 5
ağ (perdeli) 317
ağ (tel, kaya düşmesi) 316
akım ağı 113
  heterojen kaya 117
akış çizgisi 144
  kırılma 117
akifer 117
akitard 117
Alberta 76, 329
anahtar blok teorisi 29
andezit: porfirik bakır açık maden ocağı örneği 358
anizotrop kaya (hidrolik iletkenlik) 118, 124
ankraj *bkz*. kaya ankrajı
arakesit çizgisi 34
  elle çizim 378
  kama tipi yenilme 156
arazi fotoğrafçılığı 53
arazi örneği
  ayrışmış kayada açık ocak 368
  dairesel yenilme 352
  devrilme tipi yenilme 354
  düzlemsel yenilme, granit 342
  Hong Kong düzlemsel yenilmesi 334
  kama tipi yenilme 348
  kıvrımlı kömür tabakaları
  kompetan kayada açık ocak 372
  porfirik bakır arazi örneği 357
  ISRM prosedürü 388
Arias şiddeti 142
artezyen basıncı 114, 118, 363
asbest: şev duraylılığı 368
atenasyon
  deprem yer hareketi 144
  patlatma titreşimleri 264
  sismik dalgalar 52
ateşleme sıralaması (duvar kontrolü) 261
ateşleme sıralaması (patlatma) 254
atık kaya bertarafı 285
atmosferik koşul (hava patlaması) 271
azot 126

bağ uzunluğu (kaya ankrajı) 296
basınç dayanımı
  kaya kütlesi 95, 100
  nokta yükleme deneyi 104
basma deneyi 124
bazalt 22, 76
bentonit 104, 122, 123
Berkeley Ocağı, Montana 322
beslenme alanı 114
beta dağılımı 17
beton
  kaya düşmesi için bariyerler 313
  kesme dişi 287
  yer titreşimleri 267
beton bariyerler 313
birim deformasyon
  kaya ankrajı 295
  şev hareketi 322
  yenilmenin başlangıcı 10
birim deformasyon dalgası 246
birim deformasyon komparatörü 122
birincil/ikincil hidrolik iletkenlik 112
Bishop dairesel kayma analizi 188
  Hoek-Brown dayanımı 100
blok boyutu 59

blok boyutu/şekli: ISRM prosedürü 391
blok şekli 59
  kaya düşmesi tehlike puanlaması 282
boşalım alanı 114
bozuşma 76
  sınıflama 58
  sismik duraylılığa etkisi 141
bozuşma sınıflaması
  ISRM prosedürü 382
Brezilya: demir yatakları 361
buharlaşma 109
buz 128
büyük daire 27, 33
  elle çizim 377

California 110, 141, 309
  kaya düşmeleri 277
  Northridge depremi 147
  sismik faktör 144
Chuquicamata madeni 239, 306
Colorado 315
Cosserat teorisi 222

çakıl (enerji soğurma) 319
çamur (sondaj) 69
çekme çatlağı 151, 399
  dairesel yenilme 184
  düzlemsel yenilme 134
  şev hareketi 322
çekme dayanımı (kaya kütlesi) 95
çekme gerilmesi 25
çimento
  kaya ankrajı 296
  piyezometre 122, 123
Çin
  kaya şevleri envanteri 4
  Three Gorges Projesi 116
çizgi haritalaması 53
çizgi sondajı 258

dairesel yenilme 5
  açık ocak kömür madeni 203
  analiz diyagramları 180
  arazi örneği 353
  ayrışmış kaya açık ocak örneği 371
  bilgisayar programları 195
  Bishop yöntemi 190
  bozuşmuş granit 185
  fotoğraf 177
  hareket izleme 322
  hareket vektörleri 332
  Hoek-Brown dayanım kriteri 193
  Janbu yöntemi 190
  karayolu 186
  kritik yüzey 178, 184
  örnek problem 197
  porfirik bakır açık ocak örneği 361
  sayısal analiz 196
  sınır denge analizi 178
  üç boyutlu analiz 196
  yenilme koşulları 177
  yenilme yüzeyinin şekli 177
dalım: tanım 26
Darcy yasası 111, 127
dayanım (UCS)
  dolgu 85
  eklem duvarları 57
  ISRM prosedürü 382
deformasyon modülü 25
  Hoek-Brown dayanımı 99
  kaya kütlesi 99
değişken yük deneyi 124
delik açıklığı: duvar kontrol patlatması 261
Delphi paneli 16
demiryolu
  dairesel yenilme arazi örneği 352
  devrilme tipi yenilme arazi örneği 354
deprem
  Arias şiddeti 142
  atenasyon 144
  dairesel yenilme arazi örneği 353
  devrilme yenilmesi 206
  devrilme yenilmesine arazi örneği 354
  düzlemsel yenilme arazi örneği 337, 344
  kaya düşmeleri 278
  sayısal analiz 244
  sismik kaynak 143
  şev duraylılığına etkisi 1, 4, 141
  şev hareketi 320
  topoğrafik büyütme 142
  yerdeğiştirme analizi (Newmark) 145
  yerdeğiştirme eşikleri 148
  yer hareketi kaydı 144
  yer hareketi şiddeti 143

desibel 271
devamlılık 56
  duraylılığa etkisi 25
  hidrolik iletkenlik 119
  ISRM prosedürü 390
devrilme yenilmesi 5
  açık ocak 42, 241
  ankrajlama 210
  arazi örneği (granit) 354
  ayrışmış kayada açık ocak arazi örneği 368
  blok geometrisi 14, 204, 208
  blok modeli 200
  çekme çatlağı 201
  dış kuvvetler 213
  emniyet katsayısı 211
  fleksürel 201, 214
  hareketin izlenmesi 322, 329
  hareket vektörleri 332
  hizalama deneyi 205
  jeolojik koşullar 25
  karayolu yarması 40
  katman arası kayma 204
  kinematik test 39
  kömür madeni açık ocağı 203
  kömür madeni arazi örneği 365
  köprü abatmanı 216
  krip 324
  kuvvet hesaplamaları 209
  örnek analiz 211
  örnek problem 217
  sayısal analiz 236
  sınır denge 206
  stereonet 36
  taban düzlemi açısı 206
  Vaiont Heyelanı 200
dilim yöntemi (dairesel yenilme) 190
direnen kuvvet 12, 19
doğrultu: tanım 26
doku ISRM prosedürü 381
dolgu
  hidrolik iletkenlik 116
  ISRM prosedürü 389
  kesme dayanımı 85
  tanım 59
dolgu genişliği 59, 389
donma (çatlaklarda buz) 109
donma-çözülme çevrimleri 4, 277
Downie Kayması (Kanada)
  drenaj 306
  hareket gözlem 324
dönüşüm faktörleri 408
drenaj 1
  açık ocak 7
  ayrışmış kaya açık ocak arazi örneği 370
  Hong Kong arazi örneği 340
  kompetan kaya açık ocak arazi örneği 375
  tünel 306
  yöntemler 304
düzensizlikler: birinci/ikinci derece 82
düzlemsel yenilme 5
  açık ocak 42
  ankraj donatısı 297
  arazi örneği, granit yamaç 342
  arazi örneği Hong Kong 335
  ayrışmış kaya açık ocak arazi örneği 372
  blok geometrisi 14
  çekme çatlağı 134
  duraylılık analizi 130
  eklem devamlılığı 25
  fotoğraf 22, 129
  gerdirmeli ankrajlar 138
  hareketi gözleme 322
  kinematik deney 37
  kömür madeni arazi örneği 365
  kritik kayma düzlemi 136
  örnek problem 44, 150
  porfirik bakır açık ocak arazi örneği 360
  pürüzlü yüzey 137
  sayısal analiz 233
  yenilme olasılığı 20
  yenilme koşulları 129
düzlemsel yenilme arazi örneği 347

eğimli düzlem (kayma) 81
eğim: tanım 26
eğim yönü: tanım 26elektronik mesafe ölçümü 326, 342
eğrilik 350
eklem basınç dayanımı (JCS) 83
eklem oluşumu 24
eklem pürüzlülük katsayısı (JRC) 83
  düzlemsel yenilme 137
eklem: tanım 53
elmaslı sondaj

boyutlar (tijler, muhafaza) 67
işlemler 68
emniyet katsayısı
açık ocak 1
kabul edilebilir değerler 10
probabilistik tasarım 150
saha koşullarının etkisi 11
sayısal analiz 219
sınır denge 12
estetik
kaya yüzeylerinin iyileştirilmesi 285
püskürtme beton 304
eşlenik eklem takımı 5, 154
eşpotansiyel çizgi 114

faktörlü yük/direnç 20
fay
ayrışmış kayada açık ocak örneği 369
deprem kaynağı 143
dolgu kesme dayanımı 79, 85
dolgusu 59
haritalama 383
hidrolik iletkenlik 111, 120
jeofizik 51
kama tipi yenilme arazi örneği 349
kesme dayanımı 85
piyezometre yerleştirme 120
stereonet 31
şev hareketi 332
tanım 53
yer hareketi 144
fırlayan kaya 270
FISH fonksiyonları 223
fiziksel bozuşma 58
FLAC 221, 322
dairesel yenilme analizi 233
yeraltı suyu analizi 229
FLAC3D 221
folyasyon: tanım 53

gerçek/görünür açıklık (süreksizlikler) 60
gerdirilmiş kablo köprüsü 350
gerilemeli/ilerlemeli şev hareketi 323
geriye analiz 91
ayrışmış kaya açık ocak örneği 371
kesme dayanımı değerleri 92
gidiş: tanım 26
Goodman 64, 71, 147, 153
anahtar blok teorisi 29
devrilme yenilmesi 202
tünel içine akış 306
gözeneklilik 113, 119
gözlem kuyusu 121
granit
devrilme için arazi örneği 354
düzlemsel yenilme arazi örneği 342
Hong Kong arazi örneği 334
kompetan kaya açık ocak örneği 373
Griffith kırık teorisi 92
Güney Afrika 224, 332
güvenlik marjini 18

hareket izleme
ayrışmış kaya açık ocak arazi örneği 369, 372
gerilemeli/ilerlemeli hareket 323
GPS 327
hız diyagramı 332
inklinometre 328
kompetan kaya açık ocak arazi örneği 374
kuyu probu, 328
lazer görüntüleme 327
sayısal analiz 240
sentetik açıklıklı radar 327
tel ekstansometresi 325
tiltmetre 327
topoğrafik haritalama 326
yarık genişliği 325
yenilme mekanizması 332
yenilmenin kestirimi 331
yerdeğiştirme diyagramı 332
zaman alanı reflektometrisi 328
zaman-hareket diyagramları 331
haritalama
çizgi/pencere haritalaması 53
fayın teşhisi 143
hedefler 22
ISRM prosedürü 381
inceleme planı 47
keşif 48
mostralar 52
okuma sayısı 23
stereo fotoğraflar 53
tehlikesi 276
veri formları 396

yanlılık 65
hassasiyet analizi 14, 337
hava basıncı
patlatma 265
atmosferik 271;
hava fotoğrafı 49
hava patlaması, gürültü 271
hasar (patlatma) 262
Hawaii 76
hendek
dairesel yenilme arazi örneği, 353
etkinlik 281
kaya düşmesini yakalama 312, 354
heyelanlar
deprem kökenli 141
hava fotoğrafı 49
özelliklerin tanımları 8
hidrodinamik gecikme 120
hidrolik iletkenlik 111
anizotropi deneyi 124
anizotrop kaya 118
değişken yük deneyi 124
dönüşüm faktörleri 112
kaya tipleri 113
pompaj deneyi 126
süresizlikler 115
hidrolojik döngü 110
hizmet ömrü 20
hizmet verebilirlik sınır durumu 20
Hoek-Brown dayanım ölçütü 92
ayrışmış kayada açık ocak örneği 370
dairesel yenilme 193
dairesel yenilme örneği 193
genelleştirilmiş 95
kompetan kayada açık ocak örneği 373
sayısal analiz 222
Hong Kong
drenaj 310
düzlemsel yenilme arazi örneği 334
şev drenajı 304
Hope Kayması, Kanada 49

International Society of Rock Mechanics
haritalama 54, 381
ısısal genleşme katsayısı 25
ıslak kararlılık 102

içeri akış hızı (tünel) 306
ilk tepki (şev hareketi) 322
inceleme programı 46
inklinometre 328
ayrışmış kaya açık ocak arazi örneği 369
kompetan kaya açık ocak arazi örneği 375
insanların tepkisi (patlatma) 269
inşaat girişi 285
İtalya 4, 85
izin verilebilir bağ gerilmesi, 296

Janbu
Hoek-Brown dayanım örneği 193
lamda katsayısı 224
Janbu dairesel yenilme analizi 188
Japonya 418
kaya düşme bariyerleri 315
kaya sundurması 318
kaymaların maliyeti 4
jeofabrik kaya düşme bariyerleri 313
jeofizik 49
jeofon 264
Jeolojik Dayanım İndeksi 95

Kalsbeek ağı 377
kamalanma etkisi 157
kama tipi yenilme
açık ocak 42
ankrajlama 174
arakesit çizgisi 64
arazi örneği 348
ayrışmış kaya açık ocak arazi örneği 372
bilgisayar programları 174
dış kuvvetler 174
duraylılık analizi 157
duraylılık diyagramları 160
emniyet katsayısı 156
fotoğraf 22, 153
geometri 154
kapsamlı analiz 171, 350, 398
karayolu tasarım örneği 170
kazıp uzaklaştırma 29
kinematik test 37, 38, 154
örnek analiz 175
örnek problem 44
porfirik bakır açık ocak arazi örneği 360
sayısal analiz 234

stereonet 34
Kanada 111, 124
Hope Kayması 49
kaya düşmeleri 278
Kömür madeni arazi örneği 361
karar analizi 284
karar görüş mesafesi 281
karayolu
arazi örneği 341
estetik 285
jeolojik haritalama 49
kama tipi yenilme analizi 170
kaya düşmesi 9
kaya düşmesi hendeği 312
kaya şev duraylılığı 1
kinematik analiz 40
şeylde yarma 5
kaya ankrajı
ankrajlı şev (fotoğraf) 1
bağ tipi 295
bağ uzunluğu 296, 347
çekme deneyi 297
çimento ankrajı 296
çözümlü örnek 150
delme 289
devrilme için arazi örneği 355
düzlemsel yenilme analizi 138
düzlemsel yenilme arazi örneği 338, 345
izin verilebilir bağ gerilmesi 296
kabul kriterleri 300
kama analizi 174
kama için arazi örneği 351
kapsamlı kama analizi 399
korozyon 292
korozyona karşı koruma 347
kuyu açılımı 297
malzemeler 290
mekanik ankraj 295
optimum dalım (düzlem) 138, 152
optimum eğim açısı 14
optimum yönelim (kama) 174, 407
reçine ankrajı 295
sayısal analiz 237
sınır denge analizi 13
sondaj deliğinin enjeksiyonlanması 347
su geçirmeyen sondaj deliği 297
tepki duvarı 301
toplam ankraj uzunluğu 296
kaya dayanımı: inceleme planı 48
kaya düşmeleri
hacim 278
nedenleri 277
tehlike 276
kaya düşmesi modellemesi 310
kaya düşmesi sönümleyici (ağ) 317
kaya düşmesi tarihçesi 282
kaya düşmesi tehlike puanlama sistemi (RHRS) 280
kaya kütlesi dayanımı
dairesel yenilme arazi örneği 353
geriye analiz 91
Hoek-Brown kriteri 95
kaya kütlesi karakterizasyonu
ISRM prosedürü 381
kaya kütlesi puanlaması 11, 93
kaya özellikleri: patlatma 251
kaya sundurması 318
kaya şevleri envanteri 279, 282
kaya tipi 54
ISRM prosedürü 381
kaydırıcı kuvvet
düzlemsel yenilme 132
düzlemsel yenilme arazi örneği 338
kaya ankraj tasarımı 138
kama tipi yenilme 156
sınır denge analizi 12
kayma çizikleri 388
kemerlenme yenilmesi 237
kömür madeni arazi örneği 364
kesme dalgası 51, 263
kesme modülü 52
kesme dayanımı
geriye analiz 187
granit eklemleri 335
Hoek-Brown kriteri 99
suyun etkisi 88
yerdeğiştirmiş/yerdeğiştirmemiş süreksizlikler 87
kesme dayanımı azalım tekniği 219
kesme dişi 287
kesme kutusu deneyi 88, 349, 358
ayrışmış kaya açık maden ocağı örneği, 370
dolgu 85
granit şevi arazi örneği 342

kama tipine arazi örneği 349
kömür madeni arazi örneği 362
normal rijitlik ve kesme rijitliği 90
örnek problem 106
keşif haritalaması 46, 48
kırık indeksi 70
kıvrımlanma: kömür madeni arazi örneği 361
kimyasal bozuşma 58
kinematik analiz 22, 37
kömür madeni arazi örneği 363
kireçtaşı 75, 81, 91
bozuşma 58
düzlemsel yenilme 5
gözeneklilik 113
jeolojik haritalama 31
sürtünme açısı 80
klivaj: tanım 54
karot eldesi 71
krip 242
açık ocak şev hareketi 320
heyelanlar 324
krip deneyi: kaya ankrajları 298
sayısal analiz 216, 222
kohezyon
dairesel yenilme 191
dairesel yenilme diyagramları 180
dolgu 79, 85
geriye analiz 91
Hoek-Brown dayanımı 100
kama analizi 159, 172
kaya kütlesi 79, 353
kesme kutusu deneyi 90
Mohr-Coulomb 79
probabilistik analiz 148
rezidüel dayanım 86
sınır denge analizi 11
sınır durumların tasarımı 20
zayıf, masif kaya 79
kova deneyi 124
köprü abatmanı 348
kumtaşı
akım ağı 117, 118
düzlemsel yenilme 5
eklem ölçümleri 66
hidrolik iletkenlik 59
kama tipi yenilme için arazi örneği 348
kesme dayanımı 87
kömür madeni arazi örneği 361
palyeli şev 310
kutup izdüşümü 28
kutup diyagramları 377
kutup yoğunluğu, 31
kuyu düdüğü 122
küresel konumlama sistemi (GPS) 327

lastik tekerlekler (enerji soğurma) 319
lazer görüntüsü 327
log-normal dağılım 67

maliyet
kaymalar 3, 276
şev stabilizasyonu 285
malzeme sabiti m_i 95
manyetik düşüş: düzeltme 54
mekanik ankraj 295
merkezkaç: devrilme yenilmesi 207, 214
mini ankraj (tamamen çimentolu, gerdirmesiz) 139
Mohr-Coulomb 11
dairesel yenilme 191
eğri-doğrusal dayanım zarfı 95
eğrisel dayanım zarfı 100
faktörlü dayanım 20
Hoek-Brown dayanımı 99
sayısal analiz 221
Mohr diyagramı 25
Monte Carlo analizi 18, 20, 150
montmorillonit 85, 104

negatif üssel dağılım 66
Newmark analizi 145
nihai sınır durumu 20
nokta yükleme deneyi 57, 105
örnek problem 107
normal dağılım 17, 66, 148
emniyet marjini 18

ortalama araç riski 281
ortogonal eklemler 22, 31, 53
devrilme için arazi örneği 354
granitte düzlemsel yenilme örneği 342
kömür madeni arazi örneği 361

ölçek etkisi: JRC 84

ölçekleme (stabilizasyon) 308
ölçeklendirilmiş mesafe (patlatma) 264
örnek problem
  dairesel yenilme 197
  devrilme yenilmesi 216
  düzlemsel yenilme 150
  kesme kutusu deneyi 106
  kontrollü patlatma (nihai duvar) 275
  nokta yükleme deneyi 107
  patlatma hasarı kontrolü 275
  patlatma tasarımı 273
  stereonet 43
  yeraltı suyu 127
örselenme faktörü (*D*) 95, 191
örtü
  duvar kontrol patlatması 261
  ön-kesme patlatması 258
  üretim patlatması 250

paker deneyi 125
Palabora Madeni 1, 322
palye
  açık ocak 7
  delik ötelenmeleri 259
  drenaj hendeği 310
  duraylılık analizi 336
  duvar kontrol patlatması 261
  kaya düşme tehlikesi 310
  örtünün topuğu 308
  rijitlik oranı 250
  yükseklik, patlatma 249
  yüzey açısı 7
palye duraylılığı 310
  kompetan kaya açık ocak örneği 372, 375
  kömür madeni arazi örneği 364
  porfirik bakır açık ocak örneği 360
parçalara ayırma: patlatma 255
parçalı ankraj 346
paslanma
  hız hesaplaması 293
  kaya ankrajları 292
patlatma
  betonda titreşimler 267
  blok boyutu 391
  dairesel yenilme arazi örneği 354
  delik açıklığı, duvar kontrolü 261
  delik açıklığı, üretim patlatması 253
delik çapı 251
delik derinliği, ön-kesme 259
delik ötelenmeleri 259
devrilme tipi arazi örneği 355
duraylılığa etkisi 11, 84
duvar kontrolü 257
eklem yarık genişliği 388
fırlayan kaya 270
gürültü, hava patlaması 270
hasar eşikleri 265
hedefler 245
hendek kazısı 352
ıslak patlayıcı delikleri 109
insanların tepkisi 269
kaya çatlama mekanizması 246
kaya hasarı 119, 345
kaya özellikleri 251
kaya yüzeylerine hasar 285
kılavuz delikler 259
ölçekli mesafe 264
örnek problem 273
örselenme faktörü (*D*) 95
örtü, kaya çatlağı mekanizması 250
örtü, ön-kesme 258
örtü, duvar kontrolü 261
palye yüksekliği 249
parçalara ayrılma 255
patlatma öncesi gözlem 269
patlatma sıralaması (duvar kontrolü) 261
patlayıcı delik dolgusu, duvar kontrolü 260
patlatma sıralaması (üretim patlatması) 253
patlayıcı delik dolgusu 252, 253
patlayıcı özellikleri 248
patlayıcı yükü, duvar kontrolü 260
pik partikül hızı 264
rijitlik oranı 253
rötar aralığı 255
saptırma oranı 260
sonuçlar 256
şev hareketi 323
şev stabilizasyonu 307, 345
taban altı delmesi 252
tampon delikler 257
tıkama patlatması 257
titreşim 258
titreşimde jeolojinin etkisi 267
titreşim frekansı 267

traşlama patlatması 308
üretim 248
yapısal hasar kontrolü 262
yerinde patlatılmış payanda 307
yer titreşimleri 264
patlatma delikleri açıklığı 253
patlatma öncesi arazi gözlemi 269
patlayıcı delik dolgusu
duvar kontrolü patlatması 260
üretim patlatması 252
patlayıcı özellikleri 248
payanda 304
donatılı beton 140
pasa 141
pencere haritalaması 53
performans deneyi (kaya ankrajı) 298
pH 292
pik kesme dayanımı 80
pik partikül hızı (PPV) 264
arazi örneği 354
piyezometre 120, 306
çoklu düşey boru 122
düşey boru 121
elektrik dönüştürücüler 122
havalı 122
kompetan kaya açık ocak arazi örneği 375
Multi-port (MP) 122
porfirik bakır açık ocak arazi örneği 358
Poisson dağılımı 32
Poisson oranı 25, 52
polimerler (sondaj çamuru) 68
pompaj deneyi 126
porfirik bakır: açık ocak arazi örneği 357
porselen kili açık ocak şevi, 185
probabilistik tasarım 10
dağlım fonksiyonları 17
dairesel yenilme 196
düzlemsel yenilme örneği 148
emniyet marjini 18
jeolojik dağılımlar 65
kabul edilebilir yenilme olasılığı 17
Monte Carlo analizi 19
sismik yer hareketleri 143
şev stabilizasyonu 284
tasarım ilkeleri 15
yapısal jeoloji 64
yeraltı suyu modellemesi 117
psödo-statik sismik analizi 144
Hong Kong arazi örneği 337
kama tipi yenilme arazi örneği 351
pürüzlülük 56
ISRM prosedürü 386
püskürtme beton
dayanım deneyleri 302
donatı 301
ıslak/kuru karışım 302

Raleigh dalgası 51, 263
Rampa: açık ocak 5
rampa-arası eğim açısı 5
ayrışmış kaya açık ocak arazi örneği 372
kompetan kaya açık ocak arazi örneği 372
rasgele sayı 19
reçine ankrajı 295
referans küre 27
rezidüel kesme dayanımı 80
rezidüel zemin 58
rijitlik
eklemlerde, sayısal analiz 216
kaya ankrajı, sayısal analiz 239
rijitlik oranı (palye patlatması) 250
riprap 247
rötar sabiti: patlatma 255
RQD 69
porfirik bakır açık ocak arazi örneği 359

sağlamlık deneyi (kaya ankrajı) 298
sayısal analiz 11
3DEC 220
avantajlar 218
dairesel yenilme 232
depremler 244
devrilme tipi yenilme 234
düzlemsel yenilme 233
eklem malzeme modelleri 221
emniyet katsayısı 219
FLAC 221
hareket izleme 240
Hoek-Brown yenilme kriteri 222
ilksel koşullar 226
kama tipi yenilme 234
kaya ankrajı 237
kaya kütlesi malzeme modeli 221
kaya kütlesi yenilmesi 231

kazıda işlem sıralaması 230
kemerlenme yenilmesi, 237
krip/birim deformasyon 222, 242
sınır koşulları 228
süreklilik/süreksizlik modelleri 220, 225
UDEC 220
üç boyutlu analiz 224
yamaç eğriselliği 224
yeraltı suyu 229
yerinde gerilme 226, 241
zon boyutu 226
Schmidt çekiç deneyi 57, 83
tabakalanma 24
Seed 144, 147
sentetik açıklıklı radar 327
sıfır boşalım sondajı 46
sıkışma dalgası 51, 263
Sınır Durumları Tasarımı 20
sızma 59
haritalama 32
ISRM prosedürü 392
silis dumanı (püskürtme beton) 302
sinüsoidal dalga 264
sismik inceleme (jeofizik) 49
sismik katsayı 144
düzlemsel yenilme arazi örneği 344
Hong Kong arazi örneği 334
kama tipi yenilme için arazi örneği 350
sismik tehlike analizi 143
sondaj
çamuru 69
darbeli 289
delik izolasyonu 297
ekipman girişi 285
elmaslı sondaj 68
hareket izleme 328
ISRM loglaması 381
ikincil patlatma delikleri 256
inceleme planı 46
karot yönelimi 71
keşfi 48
kuyu aşağı çekici 347
kuyu fotoğrafı 46
loglar 71
patlatma deliği 247, 250, 251
rotari 289
yatay drenler 305
yeraltı suyu çalışmaları 124
sonlu elemanlar analizi: çimentolu mini ankraj 139
sosyoekonomik (kaymaların sonuçları) 3
sökülebilirlik 247
stabilizasyon
bariyerler 313
çitler ve ağlar 316
drenaj 304
kaya ankrajı 287
kaya düşme hendeği 312
kaya düşmesini sönümleyici 317
kaya sundurması 318
kesme dişi 287
ölçekleme 308
payanda 304
püskürtme beton 301
yeniden şevlendirme 308
yerinde patlatılmış payanda 306
stabilizasyon önlemlerinin seçimi 283
stabilizasyon programı (planlama) 279
standart sapma 17
emniyet marjini 18
stereografik izdüşüm 27
stereonet
arakesit çizgisi 35
büyük daire 27, 32
duraylılık modlarının teşhisi 35
düzlemler arasındaki açı 35
elle çizim 377
eşit açılı (Wulff neti) 29
eşit alanlı net (Lambert, Schmidt) 29
Kalsbeek ağı 31, 377
kama tipi yenilme 34, 159, 171
karayolu 40
kinematik analiz 37
kontur diyagramı 31
kutup diyagramları 29
kutup izdüşümü 28
kutup konturları 377
kutup yoğunluğu 31
kutupsal/ekvatoral izdüşümler 28
örnek problem 43
referans küre 27
süreksizlik takımları 32
sürtünme konisi 40
veri seçimi 32

su örneklemesi 122
su tablası 393
akım ağı 118
çözümlü örnek 128
dairesel yenilme diyagramları 181
Darcy Yasası 111
düşüm 126
düzlemsel yenilme 133
haritalama 59
hidrolik iletkenlik deneyi 124
hidrolojik döngü 110
kama analizi 399
mevsimsel 48
sünme ivmesi (sismik tasarım) 146
süreksizlik
açıklık (olasılık dağılımı) 61, 66
dispersiyon 64
ortogonal 31, 54
şev duraylılığına etkisi 25
şev yüzünü kesmesi 38, 64
takımları 31
tanım 22
uzunluk (olasılık dağılımı) 66
yönelim 26
süreksizliklerin açıklığı 54
gerçek/görünür 60
ISRM prosedürü 389
süreksizlik takım sayısı 59
ISRM prosedürü 390
süreksizlik tipi 53
süreksizlik yönelimi 54
süreksizlik yönelimi: ISRM prosedürü 386
sürtünme açısı 77
bozuşmuş granit 185
dairesel yenilme 191
devrilen blok tabanında 206
devrilme F_s 211
dolgu 79, 85
duvar dayanımı 57
fay 349
geriye analiz 91
granit 342, 355
granit yaprak eklemleri 338
Hoek-Brown dayanımı 99
kama analizi 174
kama kinematik testi 155
kaya kütlesi 79, 353
kaya tipi 81
kesme kutusu deneyi 88
Mohr-Coulomb 79
örnek problem 107
pik/rezidüel değerler 83
probabilistik analiz 148
pürüzlü yüzey 56, 62, 79, 82
rezidüel dayanım 86
sınır denge analizi 11, 39
sınır durumlar tasarımı 20
sismik hareket 145
şeyl 5
sürtünme konisi 39

şekil faktörü: iletkenlik deneyi 124
şev tasarımı
emniyet katsayısı 10
kömür madeni arazi örneği 365
tasarım faktörleri 2
tasarım yöntemleri 8
yenilme olasılığı 15
şev yerdeğiştirmesi
deprem 146
gerilemeli/ilerlemeli 323şev yüzeyini kesen
eklemler 5
düzlemsel yenilme 75, 129
düzlemsel yenilme arazi örneği 345
kama tipi yenilme 39, 154
palye duraylılığı 370
sayısal analiz 233
stereonet 37
şev hareketi 324
yeraltı suyu basıncı 134
şev yüksekliği/açısı ilişkisi 4
şeyl
akım ağı 117
devrilme yenilmesi 201
hidrolik iletkenlik 59
kama tipi yenilme, arazi örneği 349
karayolu kazısı 5
kömür madeni arazi örneği 361
kötüleşme 102
palyeli şev 310
sürtünme açısı 80
Vaiont Kayması 85
yatay tabakalı 5
Şili 306

şistozite: tanım 54

tabakalanma
  devrilme 36
  düzlemsel yenilme 22
  kama tipi arazi örneği 348
  kama tipi yenilme 154
  kinematik analiz 40
  kireçtaşı 75
  kireçtaşı ocağı 91
  kömür madeni arazi örneği 361
  probabilistik analiz 148
  pürüzlülüğü 81
  tanım 53
  şeyl 5
  yeraltı suyu akışı 118
taban sürtünmesi modeli 207
taban-altı delme (patlatma) 252
tane boyu: ISRM prosedürü
taş ocağı 91
tel ekstansometresi
  ayrışmış kaya açık ocak arazi örneği 369
  hareketin gözlenmesi 325
  kömür madeni 331
tehlike puanlama/gerekli eylem 282
Terzaghi düzeltmesi 60
Thistle Heyelanı 3
tiltmetre 327
topoğrafya
  sayısal analiz 228
  sismik büyütme 142
topoğrafik ölçüm (hareket izleme) 326
toz faktörü 255
traşlama patlatması 308
Tubex sondajı 298
tünel
  çalkantılı akış 113
  drenaj 305
  haritalama 65, 396
  kaymanın etrafını dolaşma 319
  kesme dişi 287
  sızma (ISRM prosedürü) 393
  Türkiye 77

UDEC 220, 221, 322
  birim deformasyon yumuşaması 223
  Chuquicamata Madeni 239
  devrilme 215, 236
  düzlemsel yenilme 233
  kompetan kaya açık ocak arazi incelemesi 375
  tipik analiz 231
Utah 3
uyarı çiti 317
uydu görüntüsü 327
uzun dönem yamaç kripi 324

Vaiont Heyelanı 4, 85, 200
veri kaydedici 326
veri tabanı: kaya şevler 279

X ışını kırınımı 104

yamaç eğriselliği (sayısal analiz) 224
yapısal alan
  kömür madeni arazi örneği 363
  porfirik bakır açık ocak örneği 358
yapışık kayma davranışı 324
yaprak tipi eklemlenme 335
yatay dren
  ayrışmış kaya açık ocak arazi örneği 370
  kompetan kaya açık ocak arazi örneği 374
  porfirik bakır açık ocak arazi örneği 359
yeniden şevlendirme/yükünü boşaltma 308
  Hong Kong arazi örneği 339
yenilme olasılığı 20, 150
yeraltı suyu
  akım ağı 113
  anizotrop kaya 118
  arazi örneği 337
  ayrışmış kayada açık ocak arazi örneği 370
  basınç dağılımları 13
  buz 110
  çatlaklı kaya 114
  dairesel yenilme arazi örneği 353
  dairesel yenilme diyagramları 180
  devrilme için arazi örneği 213
  drenaj 304
  duraylılık üzerine etkisi 109
  düzlemsel yenilme arazi örneği 344
  eklem yarık genişliği 59
  gözeneklilik 113
  hidrolik iletkenlik 111
  hidrolik iletkenlik ölçümü 123

hidrolojik döngü 110
Hong Kong arazi örneği 335
inceleme planı 48
jeolojinin etkisi 118
kama analizi 157
kama tipi yenilme arazi örneği 350
kaya düşme tehlike puanlaması 282
kompetan kaya açık ocak örneği 374
kömür madeni arazi örneği 363
örnek problem 127
porfirik bakır açık ocak örneği 359
sayısal analiz 133
sismik duraylılık 142
yatay drenler 304
yerdeğiştirme kuvveti 18
yerinde gerilme
kompetan kaya açık ocak arazi örneği 373
sayısal analiz 226
yerinde patlatılmış payanda 306
yer titreşimi
atenasyon 264
beton 269
elektronik ekipman 269
frekans 266
gözlenmesi 264
insanların tepkisi 269
jeolojinin etkisi 267
kontrol 269
yapısal hasar eşikleri 265
yığınsal modül 52
yük ve direnç faktörü tasarımı 10, 20
yüzey dalgası 263

zaman alanı reflektometrisi 328

Mühendislik projeleri, çoğu zaman hem inşaat hem de işletme sırasında kaya yarmalarındaki kazıların kaya düşmeleri ve büyük ölçekli şev duraylılığı açısından güvenli olmasını gerektirir.

Klasik el kitabının tamamen gözden geçirilmiş ve güncelleştirilmiş dördüncü baskısında, kaya şevlerinin tasarımı ve kazısı konuları kapsamlı bir şekilde ele alınmıştır. Tasarım diyagramları kritik şevlerin incelenmesindeki daha ayrıntılı analitik yöntemler ile birlikte hem kaya hem de zemin şevlerin duraylılığını çabucak kontrol etmemizi sağlar. Jeolojik ve hidrojeolojik bilgilerin toplanma ve yorumlanma yöntemleri tartışılmış; kaya dayanımı özelliklerinin belirlenme şekilleri açıklanmıştır. Kapsam; duraylılık üzerindeki sismik etkiler, sayısal modelleme, şev stabilizasyonu, kaya düşmelerinin engellenmesi ve hareket gözleme de dahil olmak üzere en son gelişmeler göz önüne alacak şekilde genişletilmiştir.
Kaya Şev Mühendisliği: kaya veya zemin mekaniğinde uzman olmayan maden veya inşaat mühendisleri için yazılmıştır. Kitap, pratik şev tasarımında kullanılan tekniklerle ilgili olarak okuyucuya yardımcı olmak üzere çok sayıda çözümlü örnek içermekte ve konuyu daha ayrıntılı olarak araştırmak isteyenler için de özenle seçilmiş 300'den fazla kaynak vermektedir.

Duncan Wyllie - www.wnrockeng.com - California (Berkeley), Londra ve New South Wales (Avustralya) Üniversitelerinden mezun olmuştur. Foundations on Rock kitabının yazarıdır. Wyllie & Norrish Rock Engineers şirketinin (Vancouver, Kanada) genel müdürü olup, 1967 yılından beri kaya mekaniği çalışmaktadır.

Christopher Mah - www.cmrockeng.com - British Columbia Üniversitesi'nden mezun olmuştur. CM Rock Engineering şirketinin (Vancouver, Kanada) genel müdürüdür.

ISBN 975-6009-16-0
9 799756 009160

Gazi Kitabevi

SKB 082077 ULA

www.gazikitabevi.com.tr | info@gazikitabevi.com.tr

MERKEZ
Dögol Caddesi No: 39/C Beşevler/ANKARA
Tel: (0.312) 223 77 73 Faks: (0312) 215 14 50

ŞUBE
Taşkent Cad. (1.Cad.) 5/B Bahçelievler/ANKARA
Tel: (0312) 213 32 82 Faks: (0312) 213 32 82