Mecánica de Rocas:

Fundamentos e Ingeniería de Taludes

Pedro Ramírez Oyanguren
Leandro Alejano Monge

PRÓLOGO

Este libro ha nacido de las clases de Mecánica de Rocas que impartimos en la Universidad Politécnica de Madrid y en la de Vigo, y en el Máster Internacional “Aprovechamiento Sostenible de los Recursos Minerales”. Ha sido escrito pensando en los universitarios y en los profesionales de la geotecnia. A ambos colectivos les dedicamos con todo cariño esta obra en la que hemos invertido muchas horas durante los últimos años. El impulso para ponernos a escribir surgió cuando recibimos el encargo de la Cátedra Madariaga de la Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Minas de la UPM de organizar unos cursos sobre estabilidad de taludes, que fueron financiados por la Comisión Nacional de Seguridad Minera, y el apoyo prestado por el Máster contribuyó a que se terminara el libro.

Hay en esta obra dos partes claramente diferenciadas. La primera es de Fundamentos de Mecánica de Rocas y aquellos que posean ya un conocimiento general sobre esta materia podrían saltársela y comenzar a leer el libro en la segunda parte, que está dedicada a la Ingeniería de Taludes. No obstante, recordar las bases nunca está de más por lo que, sin duda alguna, la lectura ordenada del libro, de principio a fin, puede resultar muy provechosa. Evidentemente la obra es incompleta pues tanto la Mecánica de Rocas como la Ingeniería de Taludes han adquirido una extensión tal que resulta imposible resumirlas en un sólo libro, aunque sea tan extenso como éste. Los fundamentos variarán poco en los próximos años, pero ciertos aspectos prácticos y métodos de cálculo posiblemente serán superados en breve plazo. Esperamos, sin embargo, que el libro resulte útil durante un tiempo al menos tan largo como el que nos ha llevado escribirlo.

El nivel de conocimientos que se requiere para leer el libro está al alcance de los alumnos de nuestras universidades; a propósito se ha partido de unas bases accesibles. No obstante, los problemas que se presentan en la ingeniería de taludes son, en general, únicos y se requiere experiencia para resolverlos correctamente.

Varios profesores han contribuido con capítulos a esta obra: D. Ricardo Laín Huerta (Capítulo 9), D. Celestino González Nicieza y Dª Inmaculada Álvarez Fernández (Capítulo 15), Dª. Inmaculada Álvarez Fernández y Miguel Ángel Rodríguez Díaz (Capítulo 16), D. Fernando García Bastante (Capítulo 17), Dª. María Belarmina Díaz Aguado y D. Fernando Ariznavarreta Fernández (Capítulo 18). A todos ellos les agradecemos su colaboración.

Pedro Ramírez Oyanguren y Leandro Alejano Monge

MECÁNICA DE ROCAS: FUNDAMENTOS E INGENIERÍA DE TALUDES

1.. INTRODUCCIÓN A LA MECÁNICA DE ROCAS..... **(1-28)**.
2.. PROPIEDADES MECÁNICAS DE LAS ROCAS ..... **(29-81)**.
3.. PROPIEDADES MECÁNICAS DE LAS DISCONTINUIDADES ..... **(82-106)**.
4.. COMPORTAMIENTO Y CARACTERIZACIÓN DE LOS ..... MACIZOS ROCOSOS ..... **(107-144)**.
5.. CLASIFICACIONES GEOMECÁNICAS DE LOS MACIZOS ROCOSOS ..... **(145-172)**.
6.. CARACTERIZACIÓN GEOMECÁNICA DE LOS MACIZOS ROCOSOS ..... **(173-219)**.
7.. LAS TENSIONES NATURALES ..... **(220-254)**.
8. ASPECTOS GENÉRICOS DE INGENIERÍA DE TALUDES ..... **(255-285)**.
9.. ROTURA PLANA Y ROTURA EN CUÑA..... **(286-328)**.
10. VUELCOS Y ROTURAS DE MURO ..... **(329-382)**.
11. ROTURAS CIRCULARES ..... **(383-410)**.
12. APLICACIÓN DE MÉTODOS NUMÉRICOS EN INGENIERÍA DE TALUDES ..... **(411-436)**.
13. APLICACIÓN DE MÉTODOS ESTADÍSTICOS EN INGENIERÍA DE TALUDES..... **(437-459)**.
14. DESPRENDIMIENTOS: ANÁLISIS DE TRAYECTORIAS, EVALUACIÓN DEL RIESGO Y MEDIDAS DE PROTECCIÓN ..... **(460-559)**.
15. ESTABILIZACIÓN DE TALUDES ..... **(560-606)**.
16. DRENAJE DE TALUDES ..... **(607-642)**.
17. DAÑOS INDUCIDOS POR EL EXPLOSIVO EN LA ROCA Y TÉCNICAS DE VOLADURA DE CONTORNO ..... **(643-666)**.
18. VIGILIANCIA DE TALUDES ..... **(667-711)**.

MECÁNICA DE ROCAS: FUNDAMENTOS E INGENIERÍA DE TALUDES

TEMA 1. INTRODUCCIÓN A LA MECÁNICA DE ROCAS 1

1.1. DEFINICIONES BÁSICAS..... 1
1.2. CONCEPTOS GENERALES DE MECÁNICA DE ROCAS..... 3
1.2.1. PUNTOS DE PARTIDA DE LA MECÁNICA DE ROCAS 3
1.2.2. METODOLOGÍA BÁSICA..... 4
1.2.3. DIFERENCIAS BÁSICAS ENTRE LA MECÁNICA DE ROCAS Y DE SUELOS..... 4
1.2.4. PARTICULARIDADES INHERENTES A LA MECÁNICA DE ROCAS 5
1.2.4.1. Materiales de origen natural..... 5
1.2.4.2. Fractura de rocas 6
1.2.4.3. Efectos de escala 7
1.2.4.4. Resistencia a tracción..... 8
1.2.4.5. Efecto de las aguas subterráneas 8
1.2.4.6. Meteorización..... 9
1.3. BREVE HISTORIA DE LA MECÁNICA DE ROCAS Y ALGUNAS FUENTES DE CONOCIMIENTO 9
1.4. APLICACIONES DE LA MECÁNICA DE ROCAS 14
1.4.1. APLICACIONES DE LA MECÁNICA DE ROCAS EN MINERÍA 15
1.4.1.1. Minería a cielo abierto..... 14
1.4.1.2. Minería subterránea..... 16
1.4.1.3. Interacciones funcionales de la mecánica de rocas con otras disciplinas en el ámbito minero 18
1.4.2. APLICACIONES DE LA MECÁNICA DE ROCAS NO MINERAS..... 19
1.4.2.1. Ingeniería civil..... 19
1.4.2.2. Ingeniería del petróleo..... 20
1.4.2.3. Ingeniería del almacenamiento de residuos..... 20
1.4.2.4. Ingeniería del espacio subterráneo urbano 22
1.4.2.5. Geotermia..... 23
1.4.2.6. Desarrollo sostenible, tecnología del medio ambiente y planificación territorial 23
1.5. CONTENIDOS DE ESTE LIBRO 24
REFERENCIAS 27

2. PROPIEDADES MECÁNICAS DE LAS ROCAS 29

2.1. CLASIFICACIÓN GEOMECÁNICA DE LAS ROCAS..... 30
2.2. ALGUNAS CARACTERÍSTICAS BÁSICAS DE LAS ROCAS 31
2.1.1. DENSIDAD 31
2.2.2. HUMEDAD 32
2.2.3. POROSIDAD..... 32
2.2.4. GRADO DE SATURACIÓN..... 33
2.2.5. VELOCIDAD DE PROPAGACIÓN DE ONDAS ULTRASÓNICAS 33
2.3. ROTURA FRÁGIL DE LAS ROCAS..... 34
2.4. COMPORTAMIENTO DE LAS ROCAS A COMPRESIÓN..... 39
2.5. ENSAYO DE COMPRESIÓN SIMPLE..... 42
2.6. ENSAYO DE CARGA PUNTUAL (ENSAYO FRANKLIN) 45
2.7. ENSAYO TRIAXIAL 47
2.8. ENSAYOS PARA DETERMINAR LA RESISTENCIA A TRACCIÓN 49
2.9. TENSIÓN EFECTIVA, HINCHAMIENTO Y ALTERABILIDAD DE LAS

ROCAS **41**
2.9.1. TENSIÓN EFECTIVA 51
2.9.2. HINCHAMIENTO Y ALTERABILIDAD 52
2.9.3. ENSAYOS 53
2.10. CRITERIOS DE ROTURA **56**
2.10.1. CRITERIO DE ROTURA DE MOHR-COULOMB 56
2.10.2. CRITERIO DE ROTURA DE HOEK-BROWN 60
2.11. PROPIEDADES FÍSICAS Y MECÁNICAS DE ALGUNAS ROCAS **63**
2.12. COMPORTAMIENTO POST-ROTURA DE LAS ROCAS **67**
2.13. ANISOTROPÍA DE LAS ROCAS **72**
2.14. INFLUENCIA DEL TIEMPO EN LA ROTURA DE LAS ROCAS **75**
REFERENCIAS **80**

3. PROPIEDADES MECÁNICAS DE LAS DISCONTINUIDADES **82**

3.1. DISCONTINUIDADES LISAS **83**
3.2. DISCONTINUIDADES RUGOSAS SIN RELLENO **86**
3.2.1. CRITERIO DE ROTURA DE JUNTAS DE BARTON 87
3.2.2. INTERPRETACIÓN DEL CRITERIO DE BARTON 92
3.2.3. EFECTO DE ESCALA 93
3.2.4. FRICCIÓN Y COHESIÓN INSTANTÁNEAS BARTON 94
3.2.5. FIABILIDAD DEL MODELO DE BARTON Y OTROS MÉTODOS 97
3.3. DISCONTINUIDADES CON RELLENO **98**
3.4. INFLUENCIA DE LA PRESIÓN DE AGUA **100**
3.5. PARÁMETROS DEFORMACIONALES (RIGIDEZ Y DILATANCIA) **100**
3.5.1. RIGIDEZ CORTANTE O TANGENCIAL 100
3.5.2. RIGIDEZ NORMAL 101
3.5.3. DILATANCIA 101
3.6. ENSAYOS DE LABORATORIO **103**
3.6.1. ENSAYO DE CORTE DIRECTO 103
3.6.2. ENSAYO DE INCLINACIÓN DE LABORATORIO PARA OBTENER EL ÁNGULO DE FRICCIÓN BÁSICO 104
REFERENCIAS **106**

4. COMPORTAMIENTO Y CARACTERIZACIÓN DE LOS MACIZOS ROCOSOS **107**

4.1. INTRODUCCIÓN **07**
4.2. CARACTERIZACIÓN DE LAS PROPIEDADES RESISTENTES DE PICO DE LOS MACIZOS **108**
4.2.1. CRITERIO DE ROTURA DE HOEK-BROWN (VERSIONES INICIALES) 108
4.2.2. CRITERIO DE ROTURA DE HOEK-BROWN GENERALIZADO (EDICIÓN 2002) 109
4.2.3. APLICABILIDAD DEL CRITERIO DE ROTURA DE HOEK-BROWN A LOS MACIZOS ROCOSOS 112
4.2.4. ESTIMACIÓN DE LOS PARÁMETROS DE MOHR-COULOMB DEL MACIZO A PARTIR DE LOS DEL CRITERIO DE ROTURA DE HOEK-BROWN 113
4.2.4.1.Propuesta de Celada (1994) *113*
4.2.4.2. Propuesta de Hoek et al. (2002) *114*
4.2.4.2.1. Túneles 115
4.2.4.2.2. Taludes 115

4.3. CARACTERIZACIÓN DE LAS PROPIEDADES DE DEFORMABILIDAD DE LOS MACIZOS ROCOSOS ... **116**
4.3.1. ESTIMACIÓN DEL MÓDULO ELÁSTICO DE YOUNG (E_M) ... 116
4.3.1.1. Módulo de Young dependiente de la tensión de confinamiento ... *117*
4.3.2. ESTIMACIÓN DEL COEFICIENTE DE POISSON DEL MACIZO ROCOSO (ν_M) ... 118
4.4. COMPORTAMIENTO Y PROPIEDADES POST-ROTURA ... **119**
4.4.1. MARCO GENERAL DEL COMPORTAMIENTO POST-ROTURA ... 119
4.4.2. ESTIMACIÓN DE LAS PROPIEDADES POST-ROTURA ... 122
4.4.2.1. Criterio de rotura residual y transitorios ... *122*
4.4.2.2. Relación entre tensiones y deformaciones en la bajada desde el criterio de rotura de pico hasta el residual (parámetro de reblandecimiento crítico o módulo de descarga) ... 124
4.4.2.3. La regla de flujo ... *124*
4.4.2.4. Propuesta sobre dilatancia (Alejano y Alonso, 2005 ... *125*
4.5. DIALÉCTICA SOBRE LA NATURALEZA CONTINUA-DISCONTINUA DE LOS MACIZOS ROCOSOS ... **131**
4.5.1. APLICACIÓN DE LOS MÉTODOS NUMÉRICOS A MODELIZACIÓN DE MACIZOS ROCOSOS ... 134
4.6. CONSIDERACIONES SOBRE EL COMPORTAMIENTO FRÁGIL ... **134**
4.6.1. CARACTERÍSTICAS BÁSICAS DE LOS MACIZOS ROCOSOS FRÁGILES ... 135
4.6.2. CRITERIO DE ROTURA PARA MACIZOS FRÁGILES ... 138
4.6.3. CONCLUSIONES SOBRE LA ROTURA FRÁGIL ... 140
REFERENCIAS ... **142**

5. CLASIFICACIONES GEOMECÁNICAS DE LOS MACIZOS ROCOSOS . **145**

5.1. INTRODUCCIÓN ... **145**
5.2. UTILIDAD, LIMITACIONES Y CONDICIONES DE APLICACIÓN DE LAS CLASIFICACIONES GEOMECÁNICAS ... **146**
5.3. PRESENTE Y FUTURO DE LAS CLASIFICACIONES GEOMECÁNICAS ... **147**
5.4. CLASIFICACIONES MÁS IMPORTANTES ... **147**
5.4.1. CLASIFICACIÓN DE DEERE (1967) ... 147
5.4.2. CLASIFICACIÓN DE BIENIAWSKI (1973, 1976, 1989) ... 149
5.4.2.1. Obtención del índice RMR ... *149*
5.4.3. CLASIFICACIÓN DE BARTON ET AL. (1974) ... 157
5.4.3.1. Definición del índice de calidad Q ... *157*
5.4.3.2. Utilidad y limitaciones de la clasificación de Barton et al. (1974) ... *162*
5.4.4. CORRELACIONES ENTRE RMR Y Q ... 164
5.4.5. LA CLASIFICACIÓN GSI (GEOLOGICAL STRENGTH INDEX) ... 165
5.5. APLICACIÓN DE LA CLASIFICACIÓN DE BIENIAWSKI (RMR) AL DISEÑO DE TALUDES. ÍNDICE SMR ... **168**
5.5.1 DEFINICIÓN DEL ÍNDICE SMR (ROMANA, 1985, 1988 Y 1992) ... 168
5.5.2 FACTORES DE AJUSTE DEL RMR ... 168
REFERENCIAS ... **171**

6. CARACTERIZACIÓN GEOMECÁNICA DE LOS MACIZOS ROCOSOS 173

6.1. INTRODUCCIÓN ... **173**
6.2. METEORIZACIÓN DE LAS ROCAS ... **175**
6.3. RESISTENCIA DE LAS ROCAS ... **178**

6.4. ESTRUCTURA DEL MACIZO ROCOSO 181
6.5. CARACTERES GEOMECÁNICOS DE LAS DISCONTINUIDADES 185
6.5.1. ORIENTACIÓN 185
6.5.2. ESPACIADO 187
6.5.3. DIMENSIONES (PERSISTENCIA) 189
6.5.4. RUGOSIDAD 190
6.5.5. RESISTENCIA DE LOS LABIOS 193
6.5.6. APERTURA 193
6.5.7. RELLENO 195
6.6. AGUA EN LAS DISCONTINUIDADES 196
6.7. FAMILIAS DE DISCONTINUIDADES 198
6.8. TAMAÑO DE LOS BLOQUES 200
6.9. TOMA DE DATOS EN CAMPO 204
6.9.1. GEOLOGÍA REGIONAL 205
6.9.2. OBSERVACIÓN DE AFLORAMIENTOS 206
6.9.3. TOMA DE DATOS EN PROFUNDIDAD 208
6.9.3.1. Toma de datos en galerías 208
6.9.3.2. Toma de datos en sondeos 210
6.10. PRESENTACIÓN DE LA INFORMACIÓN GEOLÓGICA 215
REFERENCIAS 219

7. LAS TENSIONES NATURALES 220

7.1. INTRODUCCIÓN 220
7.2. EL ESTADO TENSIONAL NATURAL 221
7.2.1. TENSIONES VERTICALES Y HORIZONTALES COMO TENSIONES PRINCIPALES 222
7.2.2. TENSIONES GRAVITACIONALES ELÁSTICAS 222
7.2.3. EFECTOS QUE SEPARAN EL CAMPO TENSIONAL NATURAL DEL GRAVITACIONAL ELÁSTICO 223
7.2.3.1. Topografía 223
7.2.3.2. Erosión 223
7.2.3.3. Tensiones residuales 223
7.2.3.4. Efecto de las inclusiones o diques 224
7.2.3.5. Efecto de las discontinuidades 224
7.2.3.6. Efectos de la tectónica 225
7.2.3.7. Regla de Heim 227
7.2.3.8. Otras causas 227
7.3. MEDIDAS DEL CAMPO NATURAL DE TENSIONES. ANÁLISIS 228
7.4. FORMULACIÓN DE SHEOREY 229
7.5. ESTIMACIÓN DEL CAMPO TENSIONAL Y PROYECTOS DE REALIZACIÓN DE MEDIDAS DEL CAMPO DE TENSIONES 231
7.6. TÉCNICAS DE MEDIDA: ASPECTOS BÁSICOS Y CLASIFICACIÓN GENERAL 233
7.7. FRACTURACIÓN HIDRÁULICA 236
7.7.1. DESCRIPCIÓN DE LA TÉCNICA E INTERPRETACIÓN 236
7.7.1.1. Estimación de $\sigma_{h,min}$ 239
7.7.1.2. Estimación de P_0 239
7.7.1.3. Estimación de σ_t 239
7.8. SOBREPERFORACIÓN Y MEDIDA DE LA DEFORMACIÓN DIAMETRAL CON LA CÉLULA USBM 240
7.8.1. DESCRIPCIÓN DE LA TÉCNICA 240
7.8.2. INTERPRETACIÓN: ESTADO TENSIONAL PLANO ($\sigma_3 = 0$) 242

7.8.3. INTERPRETACIÓN: ESTADO TENSIONAL TRIDIMENSIONAL, ASUMIENDO QUE LA DIRECCIÓN DEL SONDEO COINCIDE CON UNA DE LAS DIRECCIONES PRINCIPALES: 244
7.8.4. INTERPRETACIÓN: ESTADO TENSIONAL TRIDIMENSIONAL 245
7.9. SOBREPERFORACIÓN Y MEDIDA CON LA CÉLULA EXTENSOMÉTRICA "DOOR-STOPPER" 246
7.9.1. DESCRIPCIÓN DE LA TÉCNICA 246
7.9.2. INTERPRETACIÓN 248
7.10. MÉTODO DE LAS CÉLULAS PLANAS O "FLAT-JACKS" 250
7.10.1. DESCRIPCIÓN DE LA TÉCNICA 250
7.10.2. INTERPRETACIÓN 251
REFERENCIAS 253

8. ASPECTOS GENÉRICOS DE INGENIERÍA DE TALUDES EN ROCA 255

8.1. INTRODUCCIÓN 255
8.2. CONSIDERACIONES ECONÓMICAS 256
8.2.1. EJEMPLO ILUSTRATIVO DE PROYECTO MINERO 256
8.2.2. CONSIDERACIONES GENERALES SOBRE ESTABILIDAD DE TALUDES 259
8.3. EL PAPEL DE LAS DISCONTINUIDADES.....2618.4. TIPOS DE ROTURA
8.4.1. TIPOS DE ROTURA DESDE EL PUNTO DE VISTA DEL MECANISMO 264
8.4.2. CLASIFICACIÓN MINERA DE LOS TIPOS DE ROTURA DE TALUDES A NIVEL PRÁCTICO 69
8.5. FACTORES QUE DESENCADENAN LOS FENÓMENOS DE INESTABILIDAD 271
8.6. METODOLOGÍA DE LOS ESTUDIOS DE ESTABILIDAD DE TALUDES 272
8.7. EJEMPLO DE IMPLICACIONES ECONÓMICAS DE LA ESTABILIDAD 275
8.8. EJEMPLO DE ANÁLISIS DE POSIBLES TIPOS DE ROTURA 281
REFERENCIAS 285

9. ROTURA PLANA Y ROTURA EN CUÑA 286

9.1. ROTURA PLANA 286
9.1.1. CÁLCULO ANALÍTICO DE LA ROTURA PLANA CON GRIETA DE TRACCIÓN 290
9.1.2. CÁLCULO GRÁFICO DE LA ROTURA PLANA CON GRIETA DE TRACCIÓN 294
9.1.3. EJEMPLO DE CÁLCULO 296
9.1.4. CÁLCULO CON EL PROGRAMA ROC-PLANE 297
9.2. ROTURA EN CUÑA 298
9.2.1. CONCEPTOS BÁSICOS DE LA PROYECCIÓN ESTEREOGRÁFICA E QUIAREAL 301
9.2.2. CONCEPTO DE CONO DE FRICCIÓN 304
9.2.3. CUANDO SE PRODUCEN CUÑAS Y NOMENCLATURA 310
9.2.4. RESOLUCIÓN DE UN CASO DE ESTABILIDAD DE UNA CUÑA DIRECTA, SIN EMPUJES DE AGUA Y SUJETA CON UN ANCLAJE 314
9.2.5. CÁLCULO DE LAS DIMENSIONES Y DEL VOLUMEN DE LA CUÑA 317
9.2.6. CÁLCULO DE EMPUJES DE AGUA 320
9.2.7. RESOLUCIÓN DE UN CASO GENERAL DE ESTABILIDAD DE UNA CUÑA DIRECTA 322
9.2.8. CÁLCULO CON EL PROGRAMA SWEDGE 326
REFERENCIAS 328

10. ROTURA POR VUELCO Y ROTURA DE TALUDES PARALELOS A UNA FAMILIA DE DISCONTINUIDADES 329

10.1. INTRODUCCIÓN A LA ROTURA POR VUELCO 329
10.2. ANÁLISIS DEL VUELCO DE UN BLOQUE AISLADO 331
10.3. ANÁLISIS DEL VUELCO DE UN SISTEMA DE BLOQUES. MODELO DE GOODMAN Y BRAY (1977) 334
10.4. EL MÉTODO DIFERENCIAL DE ANÁLISIS DE VUELCO 340
10.5. EL MÉTODO NUMÉRICO CON CÓDIGOS DE ELEMENTOS DISCRETOS: EJEMPLO DE APLICACIÓ 345
10.6. ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DE VUELCO POR FLEXIÓN. MÉTODO DE ADHIKARY ET AL. (1995) 348
10.7. INTRODUCCIÓN A LAS ROTURAS DE TALUDES PARALELOS A UNA FAMILIA DE DISCONTINUIDADES PRINCIPALES O TALUDES DE MURO 351
10.8. TIPOS DE ROTURAS DE TALUDES DE MURO 352
10.8.1. MECANISMOS DE ROTURA CON CONTROL TOTAL POR DISCONTINUIDADES..... 352
10.8.2. MECANISMOS DE ROTURA CON CONTROL PARCIAL POR DISCONTINUIDADES..... 354
10.9. CÁLCULO DEL COEFICIENTE DE SEGURIDAD PARA LOS DISTINTOS TIPOS DE ROTURA DE TALUDES DE MURO 355
10.9.1. ROTURA BILINEAL CON DESLIZAMIENTO POR JUNTAS TRANSVERSALES (A.1)..... 356
10.9.2. ROTURA EN DOS BLOQUES, CON EXPULSIÓN DEL BLOQUE INFERIOR (A.2) 359
10.9.3. ESTUDIO DE UN CASO REAL DE ROTURA EN DOS BLOQUES, CON EXPULSIÓN DEL BLOQUE INFERIOR 362
10.9.4. ROTURA POR EXTRUSIÓN DE BLOQUES (A.3)..... 366
10.9.5. ROTURAS CON CONTROL PARCIAL POR DISCONTINUIDADES: BILINEAL Y POR EXPULSIÓN DEL BLOQUE INFERIOR POR DESLIZAMIENTO O VUELCO.(B.1 Y B.2)..... 369
10.9.6. CASO PRÁCTICO DE DISEÑO DE UN TALUD EN FILITAS (TIPO ROTURA MIXTA, PARTE POR DISCONTINUIDADES CON SALIDA DE ROTURA CIRCULAR, TIPO DE LA FIGURA 10.43.B) 373
10.9.7. ROTURA POR PANDEO (B.3) 378
REFERENCIAS 381

11. ROTURA CIRCULAR 383

11.1. INTRODUCCIÓN 383
11.2. EQUILIBRIO DEL SÓLIDO LIBRE 386
11.2.1. EL MÉTODO DEL CÍRCULO DE ROZAMIENTO (EXTENSIÓN DEL MÉTODO DE EQUILIBRIO DEL SÓLIDO LIBRE)..... 388
11.2.2. MÉTODO DE HOEK Y BRAY (EXTENSIÓN DEL MÉTODO DE EQUILIBRIO DEL SÓLIDO LIBRE)..... 389
11.3. MÉTODOS DE FAJAS 39211.3.1. DESCRIPCIÓN E HIPÓTESIS BÁSICAS DE LOS MÉTODOS DE FAJAS
MÁS COMUNES..... 394

11.3.2. OBTENCIÓN SIMPLIFICADA DE LOS MÉTODOS DE FAJAS APROXIMADOS ... 396
11.3.2.1. Método de Fellenius ... 397
11.3.2.2. Método de Bishop simplificado ... 397
11.3.2.3. Método de Janbu simplificado ... 399
11.3.3. PROGRAMAS QUE IMPLEMENTAN LOS MÉTODOS DE FAJAS ... 401
11.4. MÉTODOS NUMÉRICOS ... 403
11.5. ROTURA PROGRESIVA ... 403
11.6. ANÁLISIS DE ESTABILIDAD Y DISEÑO DE UNA LADERA INESTABLE ... 405
11.7. CONSIDERACIONES FINALES ... 409
REFERENCIAS ... 410

12. APLICACIÓN DE MODELOS NUMÉRICOS EN INGENIERÍA DE TALUDES ... 411

12.1. INTRODUCCIÓN ... 411
12.2. MÉTODOS NUMÉRICOS ... 412
12.2.1 MÉTODO DE LOS ELEMENTOS FINITOS (MEF) ... 413
12.2.2 MÉTODO DE DIFERENCIAS FINITAS (MDF) ... 415
12.2.3. MÉTODO DE ELEMENTOS DE CONTORNO (MEC) ... 415
12.2.4 MÉTODO DE ELEMENTOS DISCRETOS (MED) ... 416
12.2.5 VALORACIÓN GENERAL DE LOS MÉTODOS NUMÉRICOS COMO MÉTODO DE TRABAJO ... 418
12.3. RECOMENDACIONES GENERALES PARA LAS SIMULACIONES ... 419
12.3.1 HIPÓTESIS BÁSICAS DE TRABAJO ... 419
12.3.2. SIMETRÍAS Y CONDICIONES INICIALES ... 420
12.3.3. DOMINIO Y CONDICIONES DE CONTORNO ... 420
12.3.4 MALLADOS Y ANCHOS DE MALLA ... 421
12.4. COEFICIENTES DE SEGURIDAD CON MODELOS NUMÉRICOS. TÉCNICA DE REDUCCIÓN DE LA RESISTENCIA ... 422
12.5. CÓDIGOS MÁS UTILIZADOS ... 424
12.5.1. FLAC ... 424
12.5.2. UDEC ... 425
12.6. EJEMPLOS DE APLICACIÓN Y COMPARACIÓN CON EQUILIBRIO LÍMITE ... 426
12.6.1. ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DE UNA ESCOMBRERA DE PIZARRA ... 426
12.6.2. EJEMPLO DE ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DE UNA LADERA ... 427
12.6.3. DISEÑO DE UN TALUD DE MURO DE UNA CANTERA ... 429
12.6.4. ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DE UN VUELCO DE BLOQUES TIPO GOODMAN CON UDEC ... 430
12.6.5. ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DE UN TALUD CON EL CÓDIGO MEF PHASE 2D ... 431
12.7. CONCLUSIONES ... 434
REFERENCIAS ... 436

13. APLICACIÓN DE MÉTODOS ESTADÍSTICOS EN INGENIERÍA DE TALUDES 437

13.1. INTRODUCCIÓN 437
13.2. ANÁLISIS DE SENSIBILIDAD 438
13.3. BREVE RESEÑA SOBRE LA TEORÍA DE LA PROBABILIDAD 439
13.4. EL MÉTODO DE MONTECARLO 443
13.4.1. ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DE UN BANCO EN UNA MINA 446
13.4.2. DISEÑO DE UN TALUD DE MURO DE UNA CANTERA 452
13.5. MÉTODO DE ESTIMACIÓN PUNTUAL O "POINT ESTIMATE METHOD" 455
13.5.1. EJEMPLO DE APLICACIÓN DEL "POINT ESTIMATE METHOD" AL ESTUDIO DE UNA LADERA 455
13.6. CONCLUSIONES 457
REFERENCIAS 459

14. DESPRENDIMIENTOS: ANÁLISIS DE TRAYECTORIAS, EVALUACIÓN DEL RIESGO Y MEDIDAS DE PROTECCIÓN 460

14.1. INTRODUCCIÓN 460
14.2. ANÁLISIS DE LOS MOVIMIENTOS DE ROCAS DESPRENDIDAS 466
14.2.1. CAÍDA LIBRE 467
14.2.2. REBOTE 468
14.2.3. MOVIMIENTOS DE RODADURA Y DESLIZAMIENTO 470
14.2.4. TRAYECTORIAS EN GENERAL 473
14.3. RHRS (ROCKFALL HAZARD RATING SYSTEM) 474
14.3.1. GENERALIDADES 475
14.3.2. CAMPAÑA DE RECONOCIMIENTO DE TALUDES Y CLASIFICACIÓN PRELIMINAR 475
14.3.3. CLASIFICACIÓN DETALLADA 478
14.3.4. COMENTARIOS FINALES 484
14.4. RHRON (ONTARIO ROCKFALL HAZARD RATING SYSTEM) 485
14.4.1. INTRODUCCIÓN 485
14.4.2. SELECCIÓN PRELIMINAR Y CLASIFICACIÓN BÁSICA 487
14.4.3. CLASIFICACIÓN DETALLADA 490
14.4.3.1. Tipo de desprendimiento y cantidad 493
14.4.3.2. Medidas correctoras y estimación de costes 494
14.4.3.3. Estimación de los parámetros e índices del RHRON detallado ..... 496.
14.4.3.4. Valoración de los factores y cálculo de RHRON y COSTBEN 500
14.4.4. ORDENACIÓN Y PRIORIZACIÓN 501
14.5. ROFRAQ (ROCK-FALL RISK ASSESMENT FOR QUARRIES) 502
14.5.1. ESTRUCTURA DEL ROFRAQ 502
14.5.2. FUENTES DE INFORMACIÓN Y DATOS 506
14.5.3. ESTIMACIÓN DE ROFRAQ 508
14.5.3.1. ¿Existen bloques más o menos separados del macizo rocoso? 508
14.5.3.2. ¿Son estos bloques potencialmente inestables 508
14.5.3.3. ¿Se puede producir un fenómeno desestabilizador sobre esos bloques? 509
14.5.3.4. ¿Llega alguno de los bloques de roca inestables a la plaza de la cantera 509
14.5.3.5. ¿Impactan los bloques que llegan abajo con una máquina o un trabajador? 509
14.5.3.6. Historia de desprendimientos en la canter 510
14.5.3.7. ROFRAQ básico y ROFRAQ 510
14.5.4. COMENTARIOS SOBRE ANTIGUAS VERSIONES Y ACTUALIZACIONES

DEL MÉTODO 510
14.5.5. EJEMPLO DE APLICACIÓN DE ROFRAQ A UN TALUD DE UNA CANTERA . 517
14.6. MODELOS PARA ANALIZAR LAS TRAYECTORIAS DE BLOQUES 522
14.6.1. MODELOS DE PARTÍCULA 522
14.6.2. MODELOS RIGUROSOS 524
14.6.3. EJEMPLO DE CÓDIGO DE PARTÍCULA 525
14.6.4. ESTIMACIÓN DE PARÁMETROS 527
14.6.4.1. Coeficientes de restitución 527
14.6.4.2. Ensayos de laboratorio para determinar el coeficiente de restitución 527
14.6.4.2.1. Bolas esféricas sobre baldosas lisas 528
14.6.4.2.2. Bolas y bloques rugosos sobre baldosas rugosas º529
14.6.4.3. Estimación del coeficiente de fricción frente a la rodadura 530
14.7. NORMATIVAS .....53114.8. MÉTODOS DE PROTECCIÓN
14.8.1. TIPOS DE MÉTODOS DE PROTECCIÓN 533
14.8.2. DISEÑO TRADICIONAL DE MÉTODOS DE PROTECCIÓN EN CARRETERAS 537
14.9. EJEMPLO DE APLICACIÓN: DISEÑO GENERAL DE TALUDES DE CANTERA 540
14.9.1. ANÁLISIS RETROSPECTIVO DE MÉTODOS EMPÍRICOS 543
14.9.1.1. Introducción 543
14.9.1.2. Análisis de resultados del análisis retrospectivo (Pierson et al., 2001) 544
14.9.1.3. Análisis de resultados del análisis retrospectivo (Ritchie, 1963) 546
14.9.2. RESULTADOS 548
14.9.3. EJEMPLO DE APLICACIÓN A UNA CANTERA DE ÁRIDOS EN ESQUISTO 554
14.9.4. CONCLUSIONES 556
REFERENCIAS 557

15. ESTABILIZACIÓN DE TALUDES 560

15.1. INTRODUCCIÓN 560
15.2. DISEÑO DE TALUDES AUTOPORTANTES 561
15.3. ELEMENTOS DE CONTENCIÓN 563
15.3.1. MUROS 563
15.3.2. CÁLCULO Y DISEÑO DE MUROS DE GRAVEDAD 568
15.3.2.1 Empujes del terreno 569
15.3.2.2 Factor de seguridad a deslizamiento del muro 570
15.3.2.3 Factor de seguridad a vuelco 571
15.3.2.4 Factor de seguridad al hundimiento 571
15.3.2.5 Diseño de escolleras mediante ábacos 575
15.3.3. PANTALLAS 577
15.4. REFUERZOS DE TALUDES 578
15.4.1. INYECCIÓN 578
15.4.1.1 Características de la lechada 580
15.4.1.2 Método del número de Intensidad de Inyección (GIN) 581
15.4.2. COSIDO CON MICROPILOTES 582
15.4.3. ANCLAJES 584
15.4.3.1 Anclaje puntual mecánico 585
15.4.3.2 Anclaje mediante inyección 587
15.4.3.2.1. Bulbos de anclaje 587
15.4.3.2.2. Anclajes repartidos 588
15.4.3.3 Selección del anclaje en función de las características de la roca 589
15.4.3.4 Diseño de los anclajes 589
15.4.3.4.1. Carga nominal del anclaje (T) 589
15.4.3.4.2. Diámetro de perforación (Dp) 590

15.4.3.4.3. Longitud de anclaje (LA). Arrancamiento del bulbo 592
15.4.3.4.4. Longitud libre (LL) 593
15.4.3.4.5. Longitud de empotramiento (LE)..... 593
15.4.3.4.6. Sección del anclaje (SA) 594
15.4.3.4.7. Comprobación de deslizamiento cable-lechada 595
15.4.3.5 Instalación de anclaje *595*
15.4.3.6 Control de anclajes *596*
15.4.3.7 Vigas de atado de anclajes..... *598*
15.4.3.8 Anclaje de elementos de contención..... *599*
REFERENCIAS 606

16. DRENAJE DE TALUDES.....607

16.1. INTRODUCCIÓN Y CONCEPTOS BÁSICOS 607
16.1.1. CONCEPTOS BÁSICOS..... 607
16.1.2. CARACTERIZACIÓN DE LOS ACUÍFEROS 608
16.2. EL CICLO HIDROLÓGICO 609
16.3. EL AGUA EN LOS MACIZOS ROCOSOS Y TALUDES 611
16.4. OBJETIVOS. CLASIFICACIÓN DE LOS SISTEMAS DE DRENAJE..... 613
16.5. DRENAJES SUPERFICIALES..... 614
16.5.1. CUNETAS 614
16.5.2. ZANJAS DRENANTES 617
16.5.2.1 Zanjas drenantes en coronación *618*
16.5.2.2 Zanjas drenantes en el cuerpo del talud *620*
16.5.2.3 Características de las zanjas drenantes..... *620*
16.5.2.3.1. Filtros naturales..... 622
16.5.2.3.2. Filtros de geotextil..... 623
16.5.3. CÁLCULO DEL CAUDAL A EVACUAR 626
16.5.3.1 Superficie de las cuencas de aporte *627*
16.5.3.2 Coeficiente de escorrentía..... *628*
16.5.3.3 Intensidad de precipitación..... *628*
16.6. DRENAJES SUBTERRÁNEOS 632
16.6.1. SONDEOS DE DRENAJE SUBHORIZONTALES O DRENES CALIFORNIANOS..... 633
16.6.2. POZOS O SONDEOS VERTICALES..... 636
16.6.3. PANTALLAS SUBTERRÁNEAS IMPERMEABLES..... 637
16.6.4. GALERÍAS DE DRENAJE 637
16.6.5. OTROS ELEMENTOS DE DRENAJE 639
16.6.5.1 Impermeabilizaciones..... *639*
16.6.5.2 Canales colectores y bajantes *639*
16.6.5.3 Tacones drenantes..... *640*
REFERENCIAS 642

17. DAÑOS INDUCIDOS POR EL EXPLOSIVO EN LA ROCA Y TÉCNICAS DE VOLADURA DE CONTORNO 643

17.1. INTRODUCCIÓN..... 643
17.2. ALTERACIÓN DEL MACIZO ROCOSO DEBIDO A LA ACCIÓN DEL EXPLOSIVO..... 644
17.2.1. SOBRE-EXCAVACIÓN DEL MACIZO 644
17.2.2. DAÑO ESTRUCTURAL AL MACIZO REMANENTE 645

17.3. FUNDAMENTOS DE LAS TÉCNICAS DE CONTORNO 647
17.3.1. DAÑO PRODUCIDO POR LAS VOLADURAS 647
17.3.2. TENSIONES INDUCIDAS EN EL MACIZO 649
17.3.3. CREACIÓN EL PLANO DE CORTE 651
17.4. PRINCIPIOS TEÓRICO-PRÁCTICOS DE DISEÑO 652
17.4.1. LA HILERA DE CONTORNO 653
17.4.2. ESTIMACIÓN DEL DAÑO PROVOCADO AL MACIZO 654
17.5. TÉCNICAS DE VOLADURAS DE CONTORNO 659
17.5.1. PERFORACIÓN EN LÍNEA 659
17.5.2. PRECORTE 659
17.5.3. RECORTE 661
17.5.4. VARIANTES 662
17.5.5. DESVIACIONES DE LOS RESULTADOS DEL CORTE 663
17.5.6. EXPLOSIVOS UTILIZADOS 664
17.5.6.1. Explosivos convencionales 664
17.5.6.2. Cartuchos especiales (pequeña concentración de carga) 664
17.5.6.3. Cordón detonante 664
17.5.6.4. ANFO 664
17.6. CONCLUSIONES 665
REFERENCIAS 666

18. VIGILANCIA DE TALUDES 667
18.1. OBJETIVOS 667
18.2. CLASIFICACIÓN DE LOS SISTEMAS DE INSTRUMENTACIÓN DE TALUDES 667
18.2.1. ESTABILIDAD GLOBAL 667
18.2.2. ESTABILIDAD LOCAL 668
18.2.3. MONITORIZACIÓN DEL ESTADO DEL MACIZO ROCOSO MEDIANTE OBSERVACIÓN DE SONDEOS 670
18.3. NIVELES DE VIGILANCIA 671
18.3.1. NIVEL I DE VIGILANCIA 671
18.3.2. NIVEL II DE VIGILANCIA 672
18.3.3. NIVEL III DE VIGILANCIA 672
18.4. VIGILANCIA DE LA PRESIÓN DE AGUA MEDIANTE PIEZÓMETROS 673
18.4.1. POZOS DE OBSERVACIÓN 673
18.4.2. PIEZÓMETROS DE TUBO ABIERTOS 673
18.4.3. PIEZÓMETROS CERRADOS 675
18.5. CÉLULAS HIDRÁULICAS PARA LA MONITORIZACIÓN DE ASIENTOS 676
18.6. AUSCULTACIÓN DE DESPLAZAMIENTOS PROFUNDOS TRANSVERSALES 678
18.6.1. SONDA INCLINOMÉTRICA 678
18.6.2. INCLINÓMETROS FIJOS 683
18.6.3. EQUIPOS CON TDR 684
18.7. AUSCULTACIÓN DE DESPLAZAMIENTOS PROFUNDOS LONGITUDINALES 686
18.7.1. SONDA INCREX 686
18.7.2. EXTENSÓMETROS DE CABLE 689
18.7.3. EXTENSÓMETROS DE VARILLAS 690
18.7.3.1. Extensómetros de inyección 691
18.7.3.2. Extensómetros de anclaje mecánico 692
18.8. VIGILANCIA DE CARGA EN ANCLAJES MEDIANTE CÉLULAS DE CARGA 694

18.9. VIGILANCIA DEL MOVIMIENTO DE TALUDES MEDIANTE INCLINÓMETROS SUPERFICIALES..... 696
18.10. VIGILANCIA DE GRIETAS MEDIANTE MEDIDORES DE DESPLAZAMIENTO..... 696
18.11. CÁMARAS DE VÍDEO AXIALES PARA MONITORIZACIÓN DE SONDEOS 697
18.12. MONITORIZACIÓN CON CÁMARA ULTRASÓNICA..... 698
18.13. DISEÑO DE UN SISTEMA INFORMÁTICO PARA EL SEGUIMIENTO DE LA EVOLUCIÓN DE LOS PARÁMETROS GEOTÉCNICOS DEL TALUD..... 700
18.13.1. DESCRIPCIÓN DEL SISTEMA INFORMÁTICO PARA LA MONITORIZACIÓN DE LA INSTRUMENTACIÓN 701
18.13.2. DESCRIPCIÓN DEL SISTEMA DE ADQUISICIÓN DE DATOS Y TRANSMISIÓN A LA OFICINA CENTRAL 703
18.13.3. DISEÑO DE UN SITIO WEB PARA LA PRESENTACIÓN DE LOS RESULTADOS 707
REFERENCIAS 711

1. INTRODUCCIÓN A LA MECÁNICA DE ROCAS

Los científicos descubren aquello que es, los ingenieros crean aquello que nunca fue
Von Karman, 1904

Aquí tenemos la verdadera esencia de nuestra disciplina: una compleja mezcla de la mecánica pura, la idiosincrasia de la naturaleza y la determinación de la humanidad
J. Hudson, 1993

Más que una ciencia, la mecánica de rocas es un arte, en el sentido fuerte del arte de construir...
Comité Français de Mécanique des Roches, 2000

1.1. Definiciones básicas

Se comienza este capítulo y este libro con una serie de definiciones básicas que deben servir de base para comprender los planteamientos y conceptos que se presentarán a continuación.

Se define ROCA como un agregado sólido, formado por uno o varios minerales, que se encuentra ocupando grandes extensiones de la corteza terrestre. En mecánica de rocas se habla en muchas ocasiones de ROCA o ROCA INTACTA para referirse a un elemento (trozo, bloque, probeta) de roca que no presenta discontinuidades observables.

En la naturaleza las rocas aparecen muy comúnmente atravesadas por distintos caracteres geológicos estructurales y discontinuidades de variado origen geológico, como la estratificación, esquistosidad, pliegues, fallas, y juntas o diaclasas. Al conjunto de estas discontinuidades que atraviesan la roca se le suele denominar ESTRUCTURA del macizo rocoso.

Se define MACIZO ROCOSO como la forma en la que se presentan las rocas en el medio natural. Así pues un macizo rocoso estará definido por la roca y la estructura, que a su vez contendrá planos de estratificación, fallas, juntas, pliegues y otros caracteres estructurales. Los macizos rocosos son por tanto discontinuos y pueden presentar propiedades heterogéneas y/o anisótropas.

Se ilustran las definiciones de estructura y macizo rocoso en la Figura 1. En ella se muestra primero (Figura 1.a) una fotografía de un macizo rocoso sobre la que se han marcado las discontinuidades observables in-situ, que se han llevado posteriormente sobre fondo blanco para ilustrar la definición de estructura (Figura 1.1.b). En la realidad, hay que pensar que esta estructura es tridimensional.

A partir de la definición de macizo rocoso y de lo que la naturaleza nos muestra, ha de quedar claro desde el principio de este libro que, atendiendo a los acrónimos propuestos por Hudson y Harrison (1995), un macizo rocoso es un “DIANE” (acrónimo de Discontinuous, Inhomogeneous, Anysotropic & Non-Elastic = discontinuo, heterogéneo, anisótropo e inelástico) y no un “CHILE” (acrónimo de

Continuous, Homogeneous, Isotropic & Linear-Elastic = continuo, homogéneo, isótropo y linealmente elástico). Así pues, los macizos rocosos, que son el principal objeto de estudio y material de trabajo en mecánica de rocas, consisten en una serie de bloques o elementos de roca intacta y una estructura formada por múltiples discontinuidades (comúnmente agrupadas en familias) y otros caracteres estructurales. Su naturaleza y comportamiento dependerá, por tanto, de ambos (roca + discontinuidades) influyendo más unas u otras en función de las características del macizo y las propiedades, situación y volumen de las obras que se realicen en ellos.

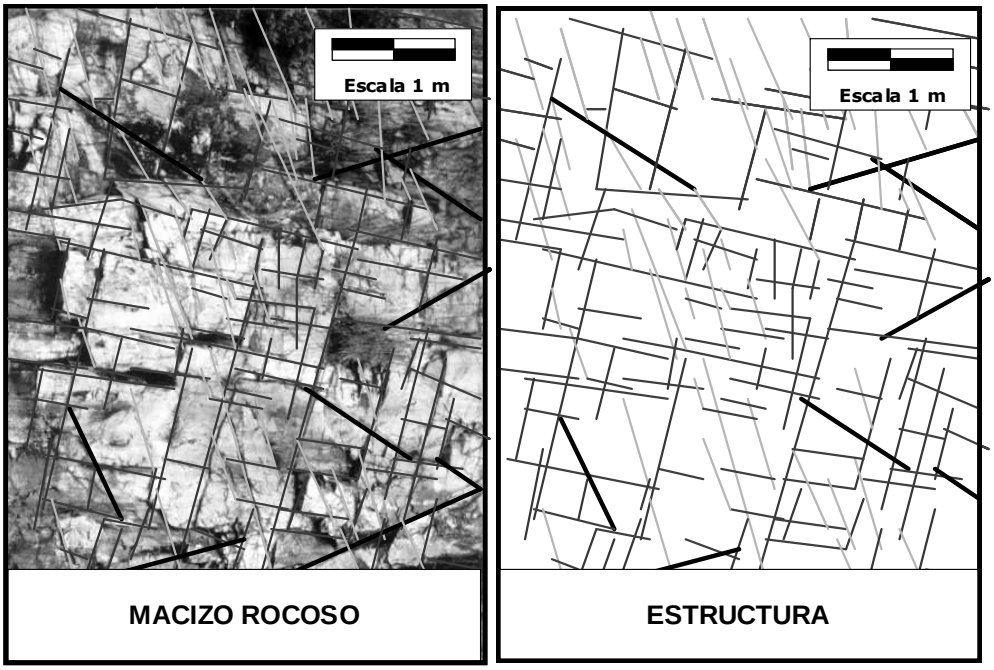


Figura 1.1. Definición ilustrativa de un macizo rocoso (a) y de su estructura, según se comenta en el texto.

Se define SUELO como un material formado por partículas sólidas y poros rellenos de agua o aire, sin cementación o poco cementado, originado por la alteración de las rocas y sobre el que se desarrolla la mayor parte de la actividad humana y biológica.

Desde el punto de vista genético los suelos son rocas que se han ido erosionando y alterando; y las rocas son suelos que, sometidos a determinados niveles de presión y temperatura y condiciones químicas, se han ido litificando a lo largo del tiempo mediante diversos tipos de procesos físico-químicos. Existen pues materiales de transición entre las rocas y los suelos y viceversa, denominados “roquisuelos”, que se estudian analizan técnicas mixtas entre las de la mecánica de rocas y la de suelos.

Se define MINERAL desde un punto de vista CIENTÍFICO o mineralógico como una sustancia de origen natural, de composición química definida y estructura atómica determinada. Se define MINERAL desde un punto de vista MINERO, que es el que nos interesa, como una sustancia de origen natural cuya explotación origina un beneficio.

1.2. Conceptos generales de mecánica de rocas

El problema ingenieril del diseño estructural de excavaciones, ya sean subterráneas o a cielo abierto, que trata de resolver la mecánica de rocas es la predicción del comportamiento mecánico del macizo rocoso en una determinada obra o explotación sujeta a las cargas que se le apliquen a lo largo de toda su vida operativa (Brady y Brown, 1985); contemplada desde este punto de vista la mecánica de rocas se debería llamar más propiamente ingeniería de los macizos rocosos.

La mecánica de rocas aplicada a la práctica minera y a la de ingeniería civil parte de la ingeniería mecánica clásica y de la mecánica de medios continuos, pero la naturaleza variable de los materiales que analiza, la confieren un elevado número de factores específicos que la identifican como una disciplina diferente y coherente del campo de las ingenierías de minas y civil.

Una definición comúnmente aceptada de mecánica de rocas propuesta en 1974 por el comité americano de esta disciplina es:

> *"Mecánica de rocas es la ciencia teórica y aplicada que estudia el comportamiento de mecánico de las rocas y de los macizos rocosos. Sería pues la rama de la ingeniería dedicada al estudio de la respuesta de las rocas y macizos rocosos al campo de fuerzas que actúan en su entorno"*

Así definida, esta disciplina es básica para la minería y la ingeniería civil, ya que el hecho de realizar excavaciones modifica los campos de fuerza en el entorno físico de las rocas. Como se podrá ver en el desarrollo de este libro, el estudio de la respuesta de los materiales requiere la aplicación de un buen número de técnicas analíticas desarrolladas específicamente para la materia y que hoy día forman parte de su cuerpo de doctrina. La mecánica de rocas forma a su vez parte de la geotecnia o geomecánica, que estudia el comportamiento de todos los materiales de origen geológicos por sí solos y en su interacción con estructuras y de la que también forma parte la mecánica de suelos.

1.2.1. Puntos de partida de la mecánica de rocas

La aplicación de los principios de la mecánica de rocas a la ingeniería de minas se basa en premisas simples y tal vez evidentes (Brady y Brown, 1985):

- El primer postulado sería suponer que a cualquier macizo rocoso se le pueden asignar un conjunto de propiedades mecánicas, que se pueden medir a través de ensayos estándar.
- El segundo principio sería aseverar que el proceso de excavación minera origina una estructura de roca superficial o subterránea formada por el macizo rocoso, huecos, elementos de sostenimiento y empotramientos, que se puede analizar a partir de los principios de la mecánica clásica.
- La tercera proposición es que la capacidad de predecir y controlar el comportamiento del macizo rocoso, en el que se realiza la operación minera, puede asegurar o incrementar la rentabilidad económica, lo que se ha de traducir en la práctica en la eficiencia (máxima eficacia) de la explotación del recurso, medida en términos de recuperación de mineral (% de mineral extraído), de productividad o, directamente, de rentabilidad económica.

1.2.2. Metodología básica

Desde una perspectiva mecánica, el objetivo final del diseño de un hueco en el terreno es el control de los desplazamientos de la roca hacia y alrededor del mismo. Los desplazamientos elásticos en el entorno de excavaciones son típicamente bastante pequeños. Los desplazamientos que más importan desde un punto de vista ingenieril suelen llevar consigo procesos como la fracturación de la roca sana, deslizamiento a través de caracteres estructurales de origen geológico como fallas, flexiones excesivas de las rocas de techo y muro de una explotación (por ejemplo debidas a la separación de estratos), o roturas inestables en el sistema como el estallido de pilares mediante la liberación repentina de energía potencial.

Estas posibles maneras de respuesta de la roca definen las principales componentes de una metodología que pretende sentar las bases geotécnicas del diseño de excavaciones. La metodología incluirá por tanto los elementos siguientes:

- La determinación, de la manera más exacta y estandarizada posible, de las propiedades de resistencia y deformabilidad de los macizos rocosos que rodean la excavación o se encuentran en su entorno cercano.
- La definición, a través de campañas de reconocimiento y de los ensayos de laboratorio apropiados, de la estructura geológica del macizo rocoso (incluyendo la localización, espaciado, persistencia y propiedades geotécnicas de las discontinuidades que aparecen en las zonas afectadas por la excavación).
- El establecimiento de la distribución de presiones de agua en el dominio afectado por la excavación mediante técnicas de piezometría, puesto que la presión de agua en las fisuras influye de manera muy significativa sobre la posibilidad de deslizamiento de bloques siguiendo planos de debilidad estructural.
- El desarrollo de técnicas analíticas o numéricas para evaluar cada uno de los posibles modos de respuesta del macizo rocoso en función de las condiciones de excavación de la obra y la geometría final propuesta.

Estas bases indican que la mecánica de rocas aplicada al diseño de excavaciones parte de conceptos convencionales de la ingeniería y de la lógica. Por ello resulta sorprendente el hecho de que esta metodología no comenzara a ser aplicada habitualmente sino en las tres o cuatro últimas décadas y previamente sólo se utilizara el diseño basado en la experiencia.

Diversos factores han contribuido a la relativamente reciente aparición de la mecánica de rocas como una tecnología de importancia. Tal vez la causa más importante sea la creciente dimensión de las obras civiles y el incremento los niveles de producción de las explotaciones mineras que ha llevado aparejada la economía a gran escala (mejora de la rentabilidad con mayor nivel en la producción). A su vez, las grandes inversiones necesarias para a llevar a cabo grandes proyectos han ido exigiendo mayores niveles de seguridad en su comportamiento a medio y largo plazo y por tanto técnicas más rigurosas en el desarrollo de su diseño y planificación operativa y temporal.

El aumento del tamaño de los proyectos ha exigido el desarrollo de procedimientos de diseño cada vez más efectivos. La necesidad de extraer recursos minerales y realizar túneles y obras en ambientes poco favorables ha proporcionado un ímpetu significativo a la investigación en mecánica

de rocas. Por último, la reciente concienciación social relativa a la conservación de recursos y del medio ambiente y a la seguridad laboral se han reflejado en la mecánica de rocas a través de investigaciones enfocadas a incrementar la eficiencia en la construcción de obras y a mejorar los niveles de seguridad, disminuyendo el índice de siniestralidad laboral.

1.2.3. Diferencias básicas entre mecánica de rocas y de suelos

Desde sus orígenes en los años 60 y a lo largo de su evolución ha habido la tendencia de considerar la mecánica de rocas como una disciplina derivada o "subordinada" de la mecánica de suelos. A pesar de la similitud de los principios básicos existen una serie de aspectos clave que permiten la clara distinción de ambas, entre los que conviene destacar:

- Los procesos de rotura de rocas intactas implican mecanismos de fracturación como generación y crecimiento de grietas en un medio seudo-continuo, mientras que en suelos la rotura no afecta a la integridad mecánica de cada uno de los granos individuales.
- Los suelos, en las condiciones normales de operación, se suelen encontrar sometidos a campos de tensiones débiles, siendo lo contrario usual en las rocas.
- Las rocas suelen tener módulos elásticos manifiestamente (cientos de veces) mayores que los suelos y lo mismo sucede con la resistencia.
- El flujo de agua en rocas es conspicuo, esto es se produce siguiendo fisuras o canales determinados, lo que suele originar niveles bajos de permeabilidad, mientras que en suelos el flujo se produce a través de los poros que deja el entramado de partículas sólidas.

En definitiva se podría decir desde un punto de vista mecánico que un suelo es un medio continuo formado por multitud de pequeños elementos discontinuos mientras que un macizo rocoso sería un medio discontinuo formado por un número finito de grandes elementos continuos.

1.2.4. Particularidades inherentes a la mecánica de rocas

Se señalan a continuación las particularidades propias de la mecánica de rocas que justifican la aparición de esta tecnología como una disciplina coherente de la ingeniería de minas y civil y que requiere de una metodología tan específica que la aparta de la mecánica clásica.

1.2.4.1. Materiales de origen natural

En mecánica de rocas los materiales con los que se trabaja no pueden ser elegidos, sino ensayados, analizados y utilizados en la mejor manera posible para los fines deseados. Debido a su origen natural, estos materiales no tienen porqué ser homogéneos y constantes en sus propiedades y comportamientos. Como se ha indicado los macizos rocosos son, siguiendo la nomenclatura de Hudson (1995), “DIANEs” y no “CHILEs”. Es por ello que una parte importante en los estudios de mecánica de rocas es la adecuada caracterización de la estructura de los macizos rocosos, ya que es ésta la que marca en muchos casos su comportamiento.

Es en este aspecto del comportamiento natural de los macizos rocosos donde la mecánica de rocas

rocas entronca con la geología estructural, ciencia que estudia el comportamiento de las rocas de la corteza terrestre sometidas a esfuerzos y las deformaciones que se producen. Así para los estudios de mecánica de rocas, para los que es necesario conocer y entender la estructura de los macizos rocosos, resulta fundamental tener ciertas bases de dicha disciplina para realizar un análisis estructural (presencia de fallas, pliegues... y su origen) de los mismos (Véase Fig. 1.2.).

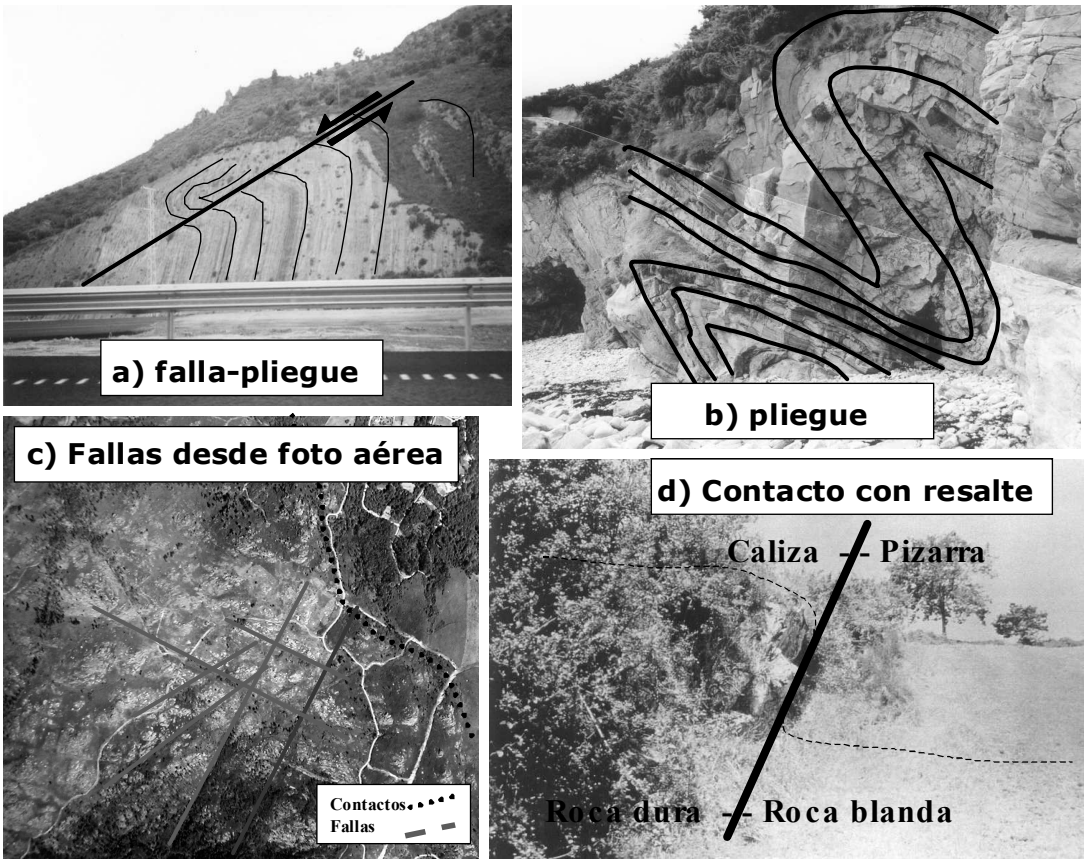


Figura 1.2. Diversas fotografías que muestran la importancia de la geología estructural en los estudios de mecánica de rocas. a) pliegue-falla en la autovía Bailén-Granada. b) pliegues en la zona costera de Burela (Lugo). c) fallas y contacto granito-esquisto observables en una foto aérea de un macizo rocoso granítico en la provincia de Pontevedra. d) contacto con resalte entre una caliza resistente y unas pizarras verdes o filitas más bien poco resistentes en el entorno de una cantera en la provincia de Lugo. Fotografías (excepto fotografía aérea): autores.

Entre los libros clásicos sobre geología estructural se pueden citar el Ramsay y Huber (1983) y el Matttauer (1976). Tanto Price y Cosgrove (1990) como Pusch (1995) realizan excelentes síntesis de la relación entre mecánica de rocas y geología estructural en sus correspondientes libros (véanse referencias).

1.2.4.2. Fractura de rocas

La rotura de los materiales más comunes en ingeniería industrial y de la construcción, como el acero y el hormigón, se produce al estar sometidos a tracción. Sin embargo los campos tensionales que actúan comúnmente en el ámbito de la mecánica de rocas se encuentran predominantemente en el dominio de la compresión, por lo que las teorías desarrolladas para los materiales anteriores

no son directamente aplicables a los macizos rocosos. Una complicación que se da en el caso de rocas sometidas a compresión tiene su origen en la fricción movilizada entre las superficies de las microfracturas, donde se produce la iniciación de la fracturación y que hace que la resistencia de la roca sea muy dependiente de la tensión de confinamiento, por lo que surgen dudas sobre la relevancia de nociones como el principio de normalidad, flujo asociado y teoría de la plasticidad al analizar las propiedades de resistencia a la rotura y deformación post-rotura de las rocas. Véase la Figura 1.3.

Figura 1.3. Fotografías sucesivas de la rotura de una muestra cúbica de 60 cm de arista de carbón sometido a compresión donde se muestra como evoluciona la fracturación en las rocas. Según Bieniawski (1967).

1.2.4.3. Efectos de escala

La respuesta de un macizo rocoso a una serie de cargas aplicadas muestra un pronunciado efecto de escala en función del volumen sobre el que actúan cargas. Este efecto se debe en parte a la naturaleza discontinua del macizo rocoso. La presencia de discontinuidades estructurales hace que las propiedades de resistencia y deformación del macizo estén influenciadas tanto por las propiedades de la roca sana como por las de las diversas discontinuidades existentes, que varían según el tamaño del macizo rocoso afectado por la obra.

Este tipo de efectos se puede tener en cuenta considerando los diversos tamaños de las zonas afectadas. De esta manera el proceso de perforación de un barreno (sección del orden de cm^2) reflejará de manera general las propiedades resistentes de la roca sana. La excavación de una galería (sección del orden de m^2) en un macizo con varias familias de juntas reflejará normalmente las propiedades del sistema de juntas (el perfil final de la sección de la galería vendrá determinado por la orientación de las juntas, y el potencial deslizamiento de bloques de roca quedará marcado por las fuerzas de fricción que actúan en estas superficies de discontinuidad) (véase la Figura 1.4). Por último, para el caso de pilares en grandes excavaciones (v.gr. 100 m x 100 m x 100 m) el macizo fisurado puede ser simulado como un medio seudo-continuo.

Así pues la estimación de las propiedades de los macizos rocosos no resulta sencilla. En particular la imposibilidad de la realización de ensayos a gran escala implica la necesidad de postular y verificar teorías para estimar las propiedades del macizo rocoso a partir de los elementos que lo forman.

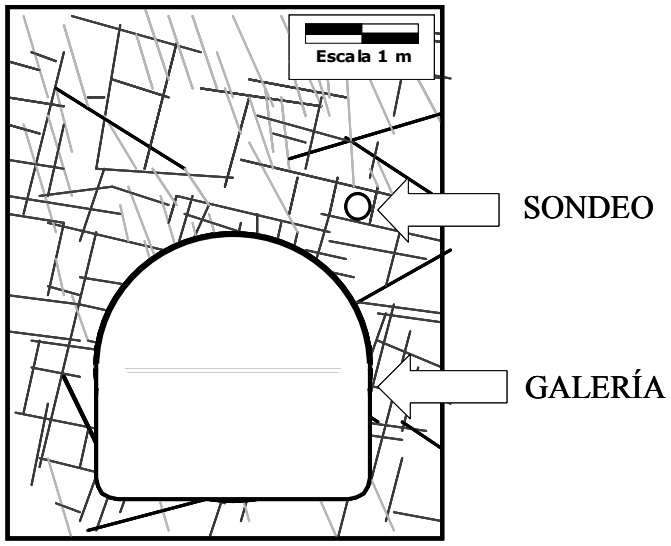


Figura 1.4. Esquema de estructura del macizo junto con dos posibles excavaciones (túnel y sondeo) para ilustrar la influencia de las discontinuidades sobre los huecos según su tamaño, por el llamado efecto de escala.

1.2.4.4. Resistencia a tracción

Las rocas se diferencian del resto de materiales utilizados comúnmente en ingeniería (acero, etc..) por su baja resistencia a la tracción. Las muestras de roca ensayadas a tracción suelen romperse a niveles tensionales del orden de diez veces menores que cuando se ensayan a compresión simple. Además la presencia de discontinuidades en los macizos rocosos hace que en la mayor parte de los casos no exista prácticamente resistencia alguna a la tracción. Por tanto los macizos rocosos no son capaces, en general, de generar y resistir tracción.

Todo ello implica que, en el diseño de excavaciones, cuando se identifique mediante análisis una zona del macizo sometida a tracción, esta zona se distenderá y las tensiones se redistribuirán en el entorno de la misma. Esta distensión podrá originar la inestabilidad puntual de la roca, que tendrá lugar como separación episódica o progresiva de unidades de roca del macizo.

1.2.4.5. Efecto de las aguas subterráneas.

El agua subterránea influye en el comportamiento de las rocas de dos maneras distintas. La primera y más obvia, que tiene lugar en rocas porosas (areniscas) es la gobernada por el principio de Terzaghi o de la tensión efectiva. La segunda, que se da en macizos rocosos formados por materiales poco porosos (la mayor parte de las rocas), se manifiesta en que el agua sometida a presión en las juntas que separan bloques de roca reduce la presión efectiva entre ambos labios de la junta, y disminuye por tanto la potencial resistencia al corte que origina la fricción.

Un último efecto más sutil de las aguas es su acción degradante en diversas zonas del macizo, lo que hace que para ciertos materiales se produzca un deterioro significativo de sus propiedades mecánicas (menor resistencia y mayor deformabilidad).

1.2.4.6. Meteorización

La meteorización puede ser definida como la alteración físico-química de las rocas en superficie, debido a las reacciones con soluciones atmosféricas líquidas o gaseosas. La importancia de la meteorización radica en su efecto sobre las propiedades mecánicas de los materiales a los que afecta, así como en la influencia sobre las características friccionales de las superficies sobre las que actúa. Además una roca sometida a un elevado grado de meteorización se convertirá finalmente en un material desagregado o poco cementado que se conoce por suelo, de forma que a medida que un macizo rocoso se va meteorizando tenderá a parecerse a este tipo de materiales. En la transición se suele hablar de "roquisuelos" o rocas blandas-suelos duros.

Obviamente no se incluyen entre los seis citados, todos los aspectos que se consideran en mecánica de rocas, pero sirven para demostrar que esta disciplina transciende el dominio de la mecánica aplicada tradicional, ya que incorpora técnicas ajenas a ella.

1.3. Breve historia de la mecánica de rocas y algunas fuentes de conocimiento

La humanidad ya extraía minerales hace 40.000 años (explotaciones de hematites en Swazilandia). Los romanos eran capaces de mover millones de toneladas para extraer oro con leyes similares a las actuales (Figura 1.5.), aunque sus escritos, como el "Lapidario" de Plinio el Viejo, iban más dirigidos a la identificación y clasificación de las sustancias que a su tratamiento y obtención.

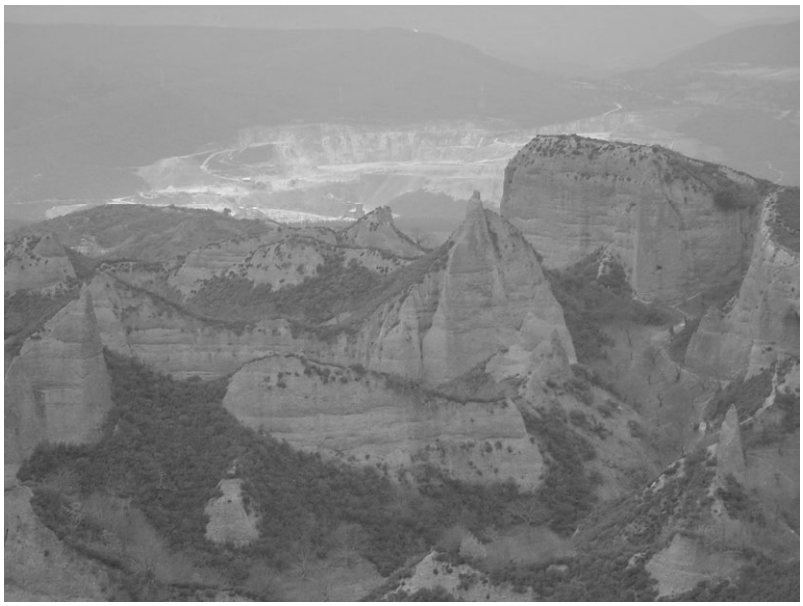


Figura 1.5. En primera plana, restos de la antigua explotación romana de oro de Las Medulas, donde se extrajeron millones de toneladas de mineral y que hoy es patrimonio de la humanidad. Al fondo, explotación de caliza para áridos. Pasado y presente de la minería. Foto de los autores.

Parece ser que el primer documento escrito de la Edad Moderna que tiene relación con la mecánica de rocas es el libro en latín “De Re Metalica” de George Agrícola (1556) , (Fig. 1.6.a), que representa el espíritu del renacimiento aplicado al noble arte de la extracción de metales y donde ilustrando una figura sobre sostenimiento con madera indica “para evitar que una porción del cuerpo de la montaña caiga, y por su tamaño impida el paso de personas que entren y salgan…” (Hood y Brown, 1999).

La primera obra en castellano que trata de minería fue “Arte de los Metales en que se enseña el verdadero beneficio de los de oro y plata por azogue” que data de 1640 y fue escrita por el licenciado Alonso de Barba (Fig. 1.6.b.). Aunque no trata específicamente el laboreo de minas, si realiza algunas consideraciones sobre la dureza y variedad de las rocas y su tratamiento. Como ejemplo, tanto del enfoque técnico como de la prosa y espíritu de la época y su autor, se cita el siguiente párrafo:

> *“No es maravilla, que acerca de la materia de que se engendran los metales, haya habido tanta diversidad de opiniones entre personas que puedan autorizarlas; pues parece que con particular providencia, quiso ocultarlas con ellos el Autor de la naturaleza en la obscura profundidad en que los cría y dureza de las peñas que los encierra, para poner algún estorbo a la ambición humana”.*

a) b)

Figura 1.6. Portada de dos libros clásicos de la literatura minera relacionados con la mecánica de rocas. a) De Re Metallica, escrito en latín por G. Agrícola (1560) y b) Arte de los Metales escrito en Castellano por Barba (1640).

La minería fue pues donde nació y se desarrolló durante la edad moderna y contemporánea el estudio del comportamiento del terreno (“*mécanique des terrains*” en francés, “*strata control*” en ingles o “*Gebirgsmechanik*” en alemán). El termino ingles, a veces traducido como control de estratos (propio de la minería del carbón), ya indica que se trataba no sólo de estudiar la roca intacta sino algo de mayor tamaño. El término alemán proviene de la palabra *“Erzgebirge”* (montañas de mena o mineral) muy propio de las montañas del Harz, cuna de la minería moderna y de George Agrícola.

Así, durante los siglos XVI a XIX la mecánica de rocas estuvo indisolublemente unida al laboreo de minas, en el que la mayor parte de los textos clásicos incluyen un apartado de ademes de minas, lo

que hoy conocemos por sostenimiento. Así se pueden encontrar algunos párrafos precursores de esta disciplina en el libro “Manual de Laboreo de Minas” de Francisco de P. Hermosa (1907), donde textualmente dice:

> *“Bajo el nombre de ademe se conoce toda clase de fortificación de los subterráneos. La ademación es uno de los ramos más esenciales del laboreo, pues su objeto es conservar las labores de tránsito por todo el tiempo necesario y preservar a los operarios de los hundimientos y desprendimientos de piedras...”*

Sin embargo, no es hasta después del final de la segunda guerra mundial, con una Europa en reconstrucción, con enormes necesidades de materias primas y con un aumento significativo en la construcción de infraestructuras cada vez más complicadas y grandes y una América con gran crecimiento económico, que se crea un caldo de cultivo adecuado para el nacimiento de la mecánica de rocas, que comienza a aparecer en los cincuenta a partir de sus bases científicas y se va convirtiendo en una disciplina a lo largo de los sesenta.

En minería, los primeros estudios rigurosos relacionados con la mecánica de rocas, denominada entonces control de estratos, aparecen principalmente con motivo de los problemas planteados por los movimientos producidos en la superficie y en todo el terreno por las explotaciones subterráneas de carbón en Europa. El congreso dedicado a este tema que se celebró en Lieja (Bélgica) en 1951 se puede considerar como el primero de lo que hoy conocemos propiamente como mecánica de rocas.

Probablemente el origen lingüístico de nuestra disciplina sea debido al ingeniero francés J. Talobre, quien trabajó para la empresa “Electricté de France” en la construcción de túneles para el transporte de agua a presión, siendo su libro “La mécanique des roches” (1956), la primera aparición pública del término posteriormente traducido como mecánica de rocas.

Al desarrollo de la mecánica de rocas contribuyó no poco la nueva definición del concepto de mineral de la Escuela de Minas de Colorado en los años 50, (sustancia cuya explotación origina un beneficio) y que fue paulatinamente llevando a enormes explotaciones mineras muy mecanizadas, y que requerían por tanto grandes inversiones iniciales. Lógicamente los grandes capitales que se invertían necesitaban que se asegurara que la explotación era viable técnicamente.

En esta situación la mecánica de rocas, tanto en sus aplicaciones mineras como en ingeniería civil, comenzó a florecer en los sesenta. Así en 1963 nació la Sociedad Internacional de Mecánica de Rocas, localizada en el “*Laboratorio Nacional de Engenharia Civil*” en Lisboa y organizada por Manuel Rocha, experto en cimentaciones de presas. En esos años el énfasis se puso en el comportamiento de la roca intacta y no pocos adelantos fueron producidos por el equipo del profesor Fairhurst, del Departamento de Ingeniería Civil de la Universidad de Minneapolis. Estos y otros avances llevaron a la publicación de uno de los primeros libros generales de esta disciplina ”Fundamentals of Rock Mechanics” (1969) escrito por J.C. Jaeger (matemático e ingeniero) & N.G.W. Cook (sismólogo e ingeniero de minas) que para muchos es el libro seminal de la mecánica de rocas nacido de la simbiosis entre la capacidad teórica del primero de los autores y el conocimiento de la realidad práctica en la muy profunda minería del oro sudafricana del segundo.

En los años setenta el énfasis se puso en el papel de las discontinuidades y de la estructura del macizo rocosos y en su aplicación práctica a la ingeniería de taludes, con el liderazgo tecnológico

de la Royal School of Mines en el Imperial College de Londres, donde coincidieron en esas fechas E. Hoek, E.T. Brown y J.W. Bray entre otros. Fruto de este énfasis, se publica en 1974 “Rock Slope Engineering” escrito por Hoek y Bray, primer libro que abordó, desde una perspectiva técnica y general el diseño de taludes en roca. También en estos años se desarrollaron las primeras clasificaciones geomecánicas (RMR de Bieniawski y la Q de Barton, a mediados de los setenta), que supusieron un salto cualitativo que ha simplificado el diseño de excavaciones subterráneas y que aun ahora siguen siendo la base del diseño del 80 % de las excavaciones que se realizan en el mundo.

En los años ochenta el énfasis se centró en los macizos rocosos, y los primeros años vieron nacer tal vez el último de los libros primordiales de esta disciplina “Underground Excavations in Rock” (1980) de Hoek y Brown. También en el año 1985, los profesores Brady y Brown publicaron “Rock Mechanics for Underground Mining”, el libro por excelencia de la mecánica de rocas aplicada a la minería subterránea, sin duda el mejor documento sobre el tema jamás escrito y que por el momento se va actualizando, apareciendo en Noviembre de 2004 la tercera edición corregida y ampliada.

También en los años ochenta comenzó el desarrollo de los métodos numéricos cuya “explosión” se produjo en los noventa. En lo que concierne a este ámbito cabe destacar la influencia del ingeniero eléctrico Peter Cundall que ha programado algunos de los códigos enfocados a la mecánica de rocas más populares como FLAC, UDEC (Itasca, 2000 y 2001) y sus versiones tridimensionales.

En los noventa y este primer decenio del siglo XXI, el énfasis parece distribuirse en distintas direcciones que incluyen el desarrollo de los métodos numéricos, la determinación de las propiedades de los materiales, los experimentos a escala real y la profundización en el concepto de efecto de escala, y la mejora en la implementación técnica de las bases científicas de la mecánica de rocas. Los noventa también vieron nacer el documento más largo jamás escrito sobre esta disciplina, que es la enciclopedia de cinco tomos “Comprehensive Rock Engineering” (1993) editada por el profesor Hudson, discípulo de Fairhurst y profesor del Imperial College. Esta enciclopedia pretendió y probablemente consiguió, recopilar la mayor parte de los conocimientos existentes hasta la fecha sobre mecánica de rocas.

Una versión sintética y actualizada de mecánica de rocas de gran interés se presenta en los libros “Engineering rock mechanics: An introduction to the principles” y “Engineering Rock Mechanics. Part II: Illustrative worked examples” del propio profesor Hudson y su colega Harrison.

También conviene destacar entre las publicaciones recomendables, el reciente manual de mecánica de rocas en dos tomos realizado por el Comité Francés de Mecánica de Rocas (Manuel de Mécanique des roches: Tome 1-Fondements (2000, coordinado por Homand y Duffaut) y Tome 2- Les Applications (2004, coordinado por Duffaut). Este libro aporta una versión más del gusto francés, (más racionalista) esto es con una muy fuerte base teórica, menos empírica que la de los textos ingleses (más en la línea de Hume, Bacon) y, sin embargo, con importantes logros a nivel práctico.

En lo que respecta a la investigación existen principalmente dos revistas en las que se publican investigaciones en esta materia:

1) “International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences” editada por J. Hudson y R. Zimmerman y publicada por Elsevier desde 1964, donde se publican investigaciones originales, nuevos desarrollos y casos prácticos de mecánica de rocas en sus aplicaciones mineras y civiles. Su web es http://www.sciencedirect.com/**science**/**journal**/13651609.

2) “Rock Mechanics and Rock Engineering” editada por K. Kovari y H.H. Einstein y publicada por Springer-Verlag desde 1968, que contiene investigaciones sobre aspectos experimentales y teóricos de mecánica de rocas, que incluyen técnicas de ensayos de laboratorio e in-situ, métodos computacionales y observacionales sobre el comportamiento de excavaciones subterráneas y a cielo abierto. La web de esta revista es http://link.springer.de/link/service/journal/00603/about.htm.

Ni esta disciplina, tal y como la entienden los autores de este libro, ni este libro serían posible sin los textos citados en este apartado, dicho sea sin ánimos de desmerecer a muchos otros que no caben en este compendió.

Figura 1.7. Portada de seis de los libros clásicos de mecánica de rocas que recogen la mayor parte de adelantos realizados en los últimos 40 años. Todos ellos aparecen citados en la bibliografía de este tema.

Figura 1.8. Portada de las dos principales revistas que publican avances en mecánica de rocas.

1.4. Aplicaciones de la mecánica de rocas

Como se ha señalado, la mecánica de rocas se considera una disciplina única, con unos principios únicos de aplicación universal y, eso sí, con diferentes aplicaciones, que se comentarán sucintamente a continuación. Lógicamente, las aplicaciones principales son la minería y la ingeniería civil. Mientras que en la primera en muchas ocasiones los huecos se diseñan para que sean estables durante periodos de tiempo relativamente cortos (unas horas, por ejemplo, para el caso de un frente de tajo largo, como el que se muestra en la Figura 1.9.c), en la segunda la estabilidad a largo plazo (túneles carreteros o ferroviarios) es prioritaria. Además y como quiera que la minería ha ido tradicionalmente ligada a la inversión privada y las obras civiles a la iniciativa estatal o pública, el énfasis de las aplicaciones mineras de la mecánica de rocas ha ido tradicionalmente ligado a la economía sin menospreciar la seguridad, mientras que en ingeniería civil las obras deben ser fundamentalmente seguras sin dejar por ello de ser económicas.

Como quiera que el enfoque de este libro es más propio de las aplicaciones mineras, se presentan en primer lugar las aplicaciones de la mecánica de rocas en minería y posteriormente el resto. A parte de las aplicaciones en ingeniera minera y civil, no se pueden dejar de mencionar las cada vez más importantes aplicaciones en el ámbito de la ingeniería del petróleo, del espacio subterráneo urbano, del almacenamiento de residuos y la planificación del territorio.

1.4.1. Aplicaciones de la mecánica de rocas en minería

La explotación de un mineral por minería subterránea o a cielo abierto implica la realización de una serie de excavaciones cuyo diseño y análisis de estabilidad es objeto de la mecánica de rocas.

1.4.1.1. Minería a cielo abierto

La minería a cielo abierto exige la realización de una excavación superficial, el hueco minero, que contendrá las infraestructuras de servicio, las labores de preparación y las operaciones de arranque propiamente dichas. En este tipo de minería el objetivo primordial de la mecánica de rocas será asegurar la estabilidad de los diversos taludes e infraestructuras de la cantera, corta o descubierta, tanto a nivel general como a nivel local. También en este caso y en función de la geometría del yacimiento, de los requerimientos técnico-económicos, etc..., se puede distinguir entre taludes estables sin sostenimiento y aquellos que lo necesitan.

Entre las operaciones que contribuyen a la estabilidad de taludes destacan las técnicas tendentes a disminuir el nivel freático del talud (realización de canales de salvaguarda, túneles de drenaje, sondeos horizontales y pozos verticales de drenaje) y la colocación de elementos de sostenimiento propiamente dichos (pernos de anclaje, cables, contrafuertes de escollera, muros de contención).

Dentro de la minería a cielo abierto se suele distinguir entre: cortas metálicas (Figura 1.9.a) y de carbón (Figura 1.9.b), explotaciones de rocas industriales como áridos (Figura 1.9.d) y caliza para

cementos (Figura 1.9.e) y canteras de rocas ornamentales como granito (Figura 1.9.f), pizarra ornamental (Figura 1.9.g) o mármol (Figura 1.9.h).

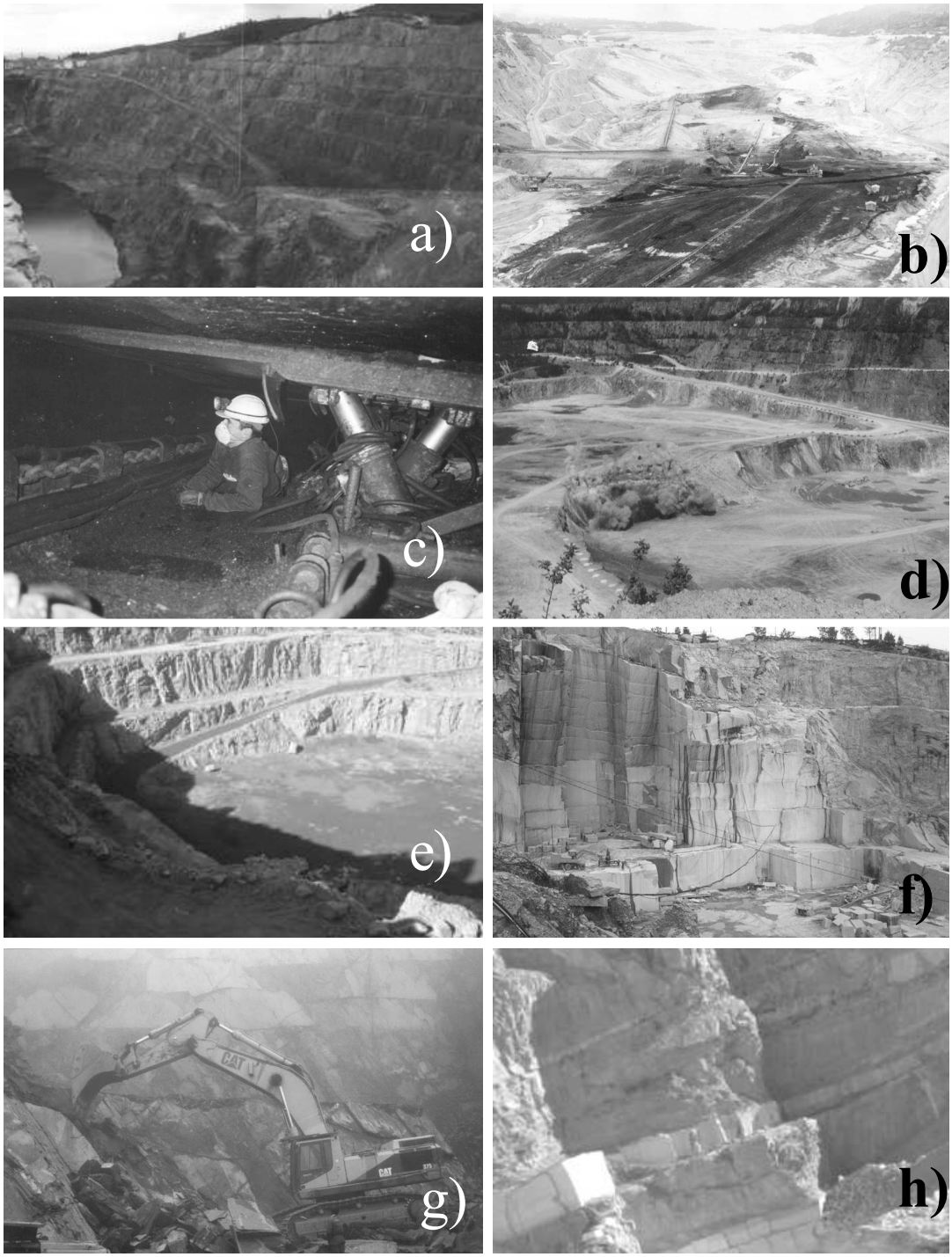


Figura 1.9. Aplicaciones de la mecánica de rocas en minería; ejemplo de diversas explotaciones. a) Corta de sulfuros poli-metálicos en Tharsis (Huelva), b) Corta de carbón de lignitos de Meirama (Coruña), c) Tajo largo de carbón en el Bierzo (León), d) Voladura en una cantera de caliza para cemento en Alemania, e) Cantera de áridos en grano-diorita en Pontevedra, f) Cantera de granito ornamental en Porriño (Pontevedra), g) Cantera de pizarra ornamental en la Sierra de la Cabrera (León) y h) cantera de mármol en Macael (Almería). Fotos: autores salvo c) Roberto G Philipon.

1.4.1.2. Minería subterránea

Una mina subterránea en operación presenta diversas excavaciones o huecos que cumplen diferentes tareas. Así el pozo principal, la rampa, las galerías de nivel y de transporte, los cargaderos de mineral y los pozos de ventilación constituyen la infraestructura de acceso y servicios de la explotación (Figura 1.10). Su vida operativa será la de la propia mina y se suelen excavar en estéril.

Existen además huecos mineros de servicio y operación directamente relacionados con la extracción de mineral como son los transversales de acceso y de reconocimiento, galerías de avance, piqueras o chimeneas de paso de mineral y en general cualquier cavidad realizada en las labores de preparación (Figura 1.10). Desde o en estos huecos, excavados en el propio mineral o en la roca de caja, se realizan diversas operaciones de producción de mineral, por lo que su vida operativa queda limitada a la duración de las labores mineras en su entorno, desapareciendo algunos de ellos una vez realizada la explotación en la zona.

El tercer tipo de excavación es la fuente de mineral, en las cavidades donde se realizan las labores de arranque. Puede tratarse de frentes, con geometría definida y hastiales estables que delimitan la geometría del hueco que va aumentando de tamaño a medida que avanza el laboreo (Figura 1.10). También puede ser un hueco relleno de mineral más o menos dividido, con limite inferior y laterales bien delimitados, produciéndose el avance mediante arranque en la corona de la excavación. La vida de estos huecos viene marcada por la duración de la extracción de mineral propiamente dicha.

Así pues la mecánica de rocas debe ser capaz de analizar la estabilidad y diseñar cada una de estas excavaciones atendiendo a sus requerimientos operativos.

Se pueden distinguir básicamente dos técnicas de explotación subterránea, a saber, con sostenimiento y sin sostenimiento. A su vez la primera de ellas se podría dividir en explotaciones con sostenimiento natural y con sostenimiento artificial. Cada una de estas técnicas básicas se traduce en la práctica en varios métodos mineros que se presentan en la Tabla 1.1. No obstante, la adaptación de cada método minero a un yacimiento particular, hace que en la práctica cada explotación sea única.

Tabla 1.1. División de los métodos mineros principales.

EXPLOTACIONES CON SOSTENIMIENTO		**EXPLOTACIONES POR HUNDIMIENTO (sin sostenimiento)**
CON SOSTENIMIENTO NATURAL	**CON SOSTENIMIENTO ARTIFICIAL**	
*** Cámaras y pilares** *** Grandes cámaras vacías** *** Subniveles**	***Cámaras almacén** ***Corte y relleno (ascendente o descendente)** ***Explotaciones entibadas**	***Tajo largo** ***Huecos y pilares hundidos** ***Bloque hundido** ***Subniveles hundidos**

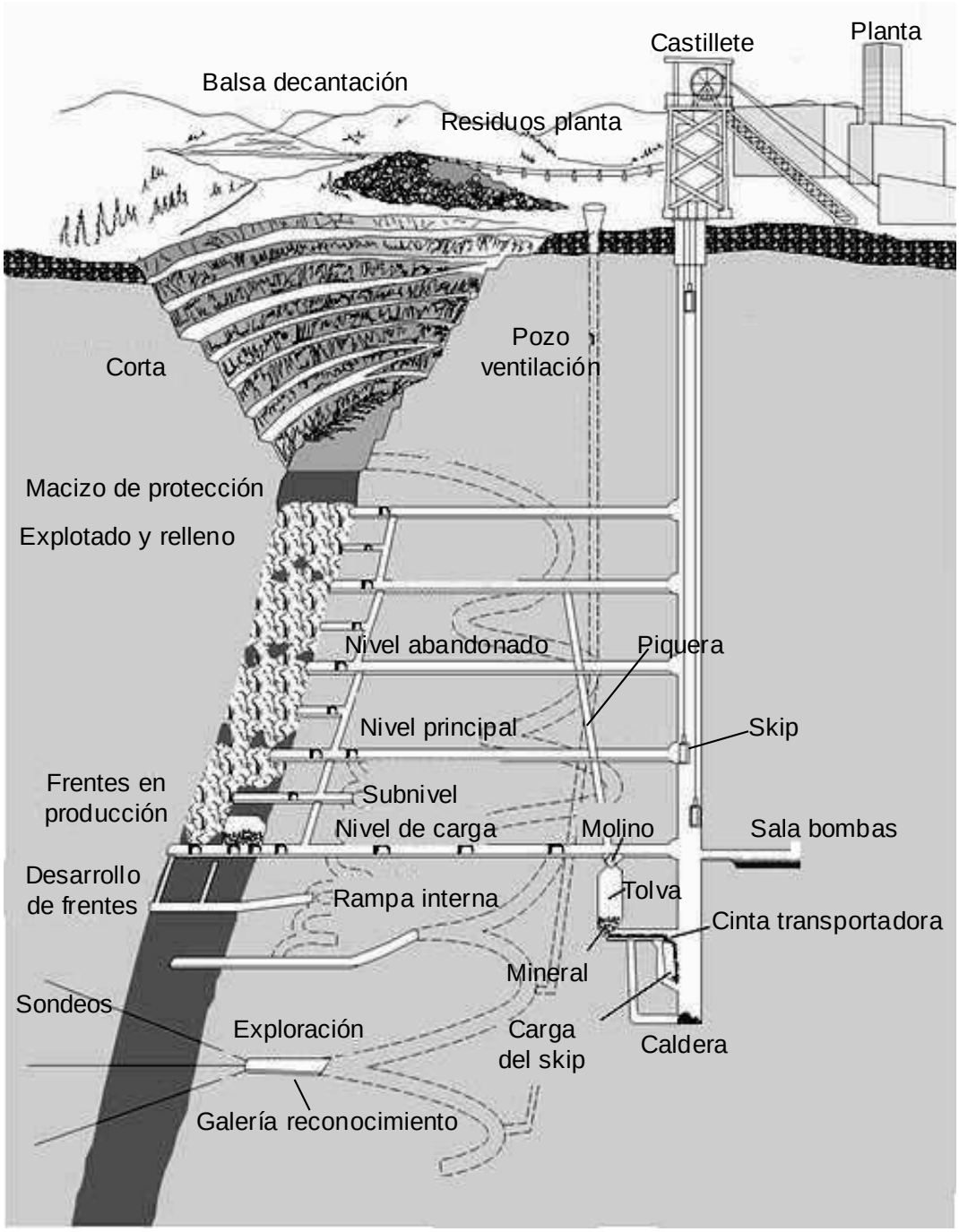


Figura 1.10.: Esquema clásico de una explotación minera subterránea (en este caso por el método de subniveles), donde se presentan todos los tipos de excavaciones de distinta vida según sus requerimientos operacionales, tal y como se indica en el texto. Basado en un modelo de Atlas Copco (tomado de www.atlascopco.com) y modificado por E. Alonso.

El método apropiado para un determinado yacimiento se determina a partir de factores como: su tamaño, forma, disposición geométrica, distribución y ley del mineral, y aspectos geotécnicos, que incluyen las propiedades geomecánicas del mineral y de las rocas de caja, la estructura geológica del macizo rocoso, el campo tensional natural y la presencia y distribución de agua subterránea. Desde un punto de vista geotécnico las diferencias vendrán marcadas por los desplazamientos

inducidos en la roca y la redistribución de energía elástica y potencial subsiguiente a la explotación.

Así el objetivo principal de las explotaciones con sostenimiento es restringir los desplazamientos de la roca al nivel elástico, por lo que se acumulará energía de deformación en el sostenimiento ya sea natural o artificial, debiéndose asegurar que no se produzca liberación inestable de energía (rotura del sostenimiento). La técnica de hundimiento pretende inducir desplazamientos a gran escala sobre el techo de la explotación de manera que se vayan propagando a través de los materiales de cobertera; así, se pretende asegurar una deformación continua que vaya cerrando los huecos abiertos, con una disipación energética a través del medio capaz de seguir el ritmo de la extracción.

Independientemente del método de explotación, se pueden señalar cuatro objetivos de la mecánica de rocas, en lo que respecta al comportamiento de la mina, para los tres tipos de huecos previamente diferenciados en función de su vida operativa:

a) Asegurar la estabilidad general de la mina, entendiéndose como tal la masa de mineral y los huecos explotados, el resto del mineral y la roca de caja adyacente.
b) Proteger las principales excavaciones de servicio a lo largo de su vida operativa.
c) Ofrecer acceso sencillo a los lugares de trabajo en el entorno de los tajos.
d) Preservar la condición de explotabilidad de las reservas no explotadas.

Estos objetivos no son independientes. De esta manera el problema básico del diseño y planificación de la explotación minera consiste en definir una secuencia de excavación que satisfaga estos cuatro objetivos simultáneamente, cumpliendo además otra serie de requerimientos operacionales y económicos. La consecución de estos objetivos necesita de un conocimiento de las condiciones geotécnicas del área de explotación y requiere el análisis de las consecuencias mecánicas de las diferentes opciones de explotación.

1.4.1.3. Interacciones funcionales de la mecánica de rocas con otras disciplinas en el ámbito minero

Se pretende en este apartado, que sigue las ideas de Brady y Brown (1985) señalar el papel que deben jugar las distintas disciplinas tecnológicas en el diseño y planificación de una mina durante las fases de preproducción y operación de la misma.

Las contribuciones específicas de la mecánica de rocas al diseño y planificación de una explotación tienen lugar básicamente en tareas como el diseño de los accesos, el desarrollo del método minero y de la geometría final de la explotación, la selección de la secuencia de explotación y el diseño de los frentes de arranque. Los estudios geotécnicos han de ser conducidos en el ámbito de una organización que permita la integración de los conceptos, la información y los estudios realizados por el equipo de gestión, los ingenieros de proyecto, los ingenieros geólogos y los geotécnicos.

Se ilustra en la Figura 1.11 una estructura adecuada de una organización desde una filosofía integrada de la explotación de minas. Los principios que implica este esquema lógico son en primer lugar la mutua dependencia de cada uno de los grupos funcionales de la información facilitada por los otros y en segundo lugar el hecho de que sean los ingenieros de planificación quienes transformen las contribuciones técnicas de cada uno de los grupos en esquemas de planificación de la producción y en estimaciones de costes para su subsiguiente implementación.

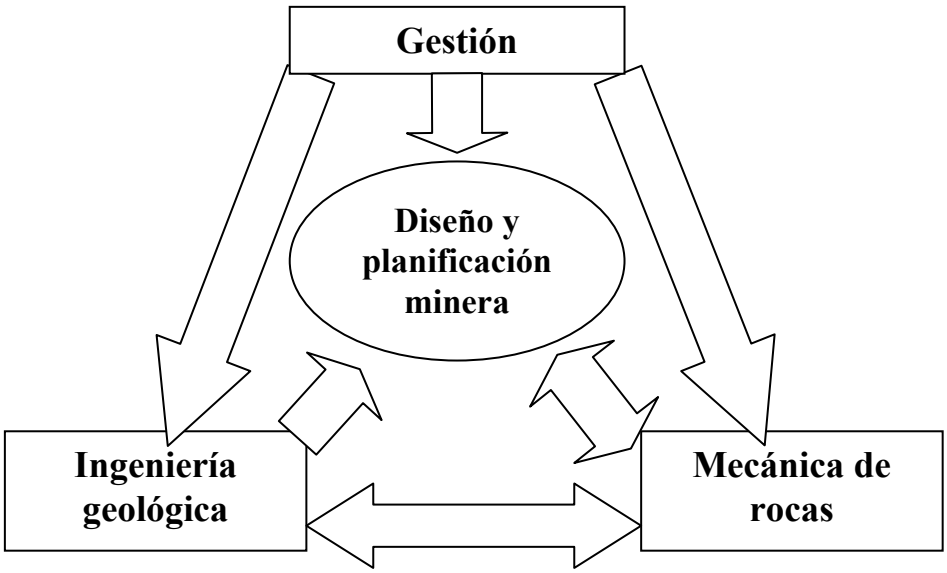


Figura 1.11: Interacción entre los departamentos técnicos implicados en el desarrollo del proyecto minero. Según Brady y Brown (1985).

1.4.2. Aplicaciones de la mecánica de rocas no mineras

Aunque la mecánica de rocas nació muy ligada a los ámbitos de la minería y la ingeniería civil, en los albores del siglo XXI se puede decir que cada día son más las ramas tecnológicas que necesitan de ella para contribuir a sus desarrollos. Se presentan a continuación los principales campos de aplicación de la mecánica de rocas, hoy en día, fuera del ámbito minero.

1.4.2.1. Ingeniería civil

Desde sus comienzos la mecánica de rocas se en ingeniería civil y parte de los desarrollos de ésta han venido por este lado. Desde los primeros túneles de ferrocarril que fueron construidos en Inglaterra y Francia en el siglo XIX, hasta los mega-proyectos actuales que incluyen largos túneles bajo el mar (Channel Túnel, proyecto de túnel Europa-África), grandes viaductos y puentes, o presas que dan lugar a embalses más grandes que mares como el proyecto de las “Tres Gargantas” en China, muy largo ha sido el camino recorrido.

Las principales aplicaciones de la mecánica de rocas en la ingeniería civil son básicamente el diseño y análisis de estabilidad de taludes, el diseño y ejecución de túneles carreteros y ferroviarios y cavernas con distintos usos (hidroeléctricos, conducción de aguas, alcantarillado, ...) y el diseño de cimentaciones en roca para grandes obras civiles como presas, viaductos, puentes y edificios. Algunos ejemplos se muestran en las fotografías de la Figura 1.12.

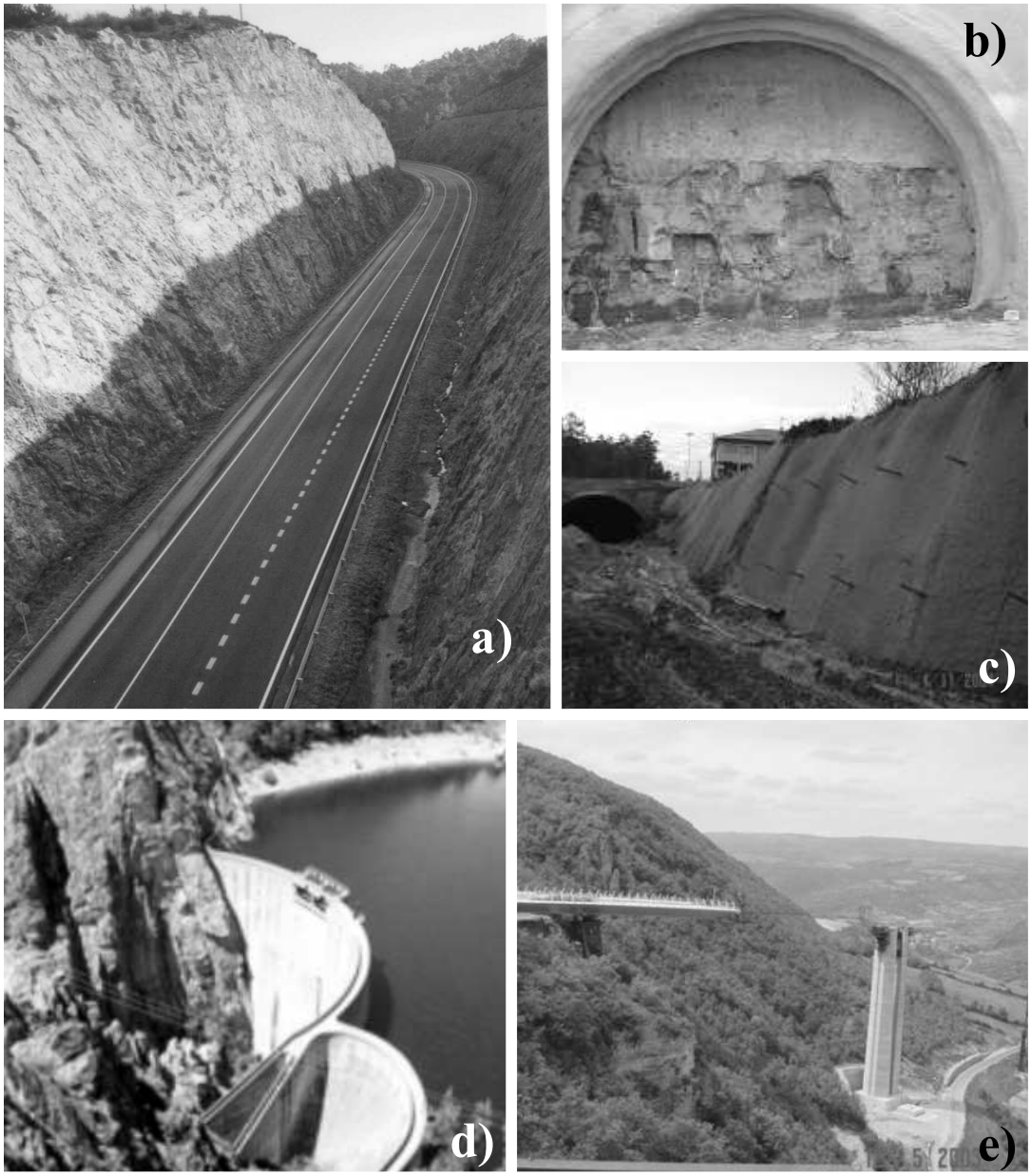


Figura 1.12. Aplicaciones de la mecánica de rocas en ingeniería civil. a) Taludes de acceso a una autovía. b) Voladura preparada en el portal de un túnel de autovía. c) Construcción y sostenimiento de un talud gunitado y anclado y un falso túnel. d) Imagen de una presa cimentada en roca y e) construcción de un viaducto. Fotos: L.Alejano, E. Sánchez, V.Resende y P.Alfonsi.

1.4.2.2.Ingeniería del petróleo

La disminución progresiva de las reservas de petróleo, junto con la evolución de diversas variables geopolíticas que producen aumentos de precio, pero que afectan de manera importante a la economía mundial está obligando cada día más a la industria del petróleo a incrementar su rentabilidad en los procesos de producción y recuperación secundaria.

Los pozos de petróleo se utilizan para acceder a éste y para transportarlo a la superficie. Así los criterios de diseño de éstos se asemejan a los que se dan en el ámbito minero y dependen de la

estrategia conjunta de recuperación y vida útil del campo en el que se encuentran y del uso que se le dé a un pozo particular (extracción, inyección, ambas).

Se utiliza la mecánica de rocas para analizar y resolver problemas como la estabilidad de pozos tanto en la fase de perforación como en la fase de operación (Figura 1.13.1), la recuperación terciaria de crudo mediante la inyección de agua fría, la respuesta del macizo rocoso reservorio o yacimiento durante la producción en las zonas próximas y más alejadas del pozo (Fig. 1.13.2. YACIMIENTO) a la producción de hidrocarburos y los posibles hundimientos o fenómenos de subsidencia que origina la extracción (Fig. 1.13.2. RECUBRIMIENTO). (Maury, 1994).

Entre los libros más actualizados de la mecánica de rocas aplicada a la ingeniería del petróleo cabe destacar los dos libros de Charlez (1991, 1997) y una interesante visión global de los problemas y retos que tiene la mecánica de rocas en este ámbito se puede obtener de Roegiers (1999).

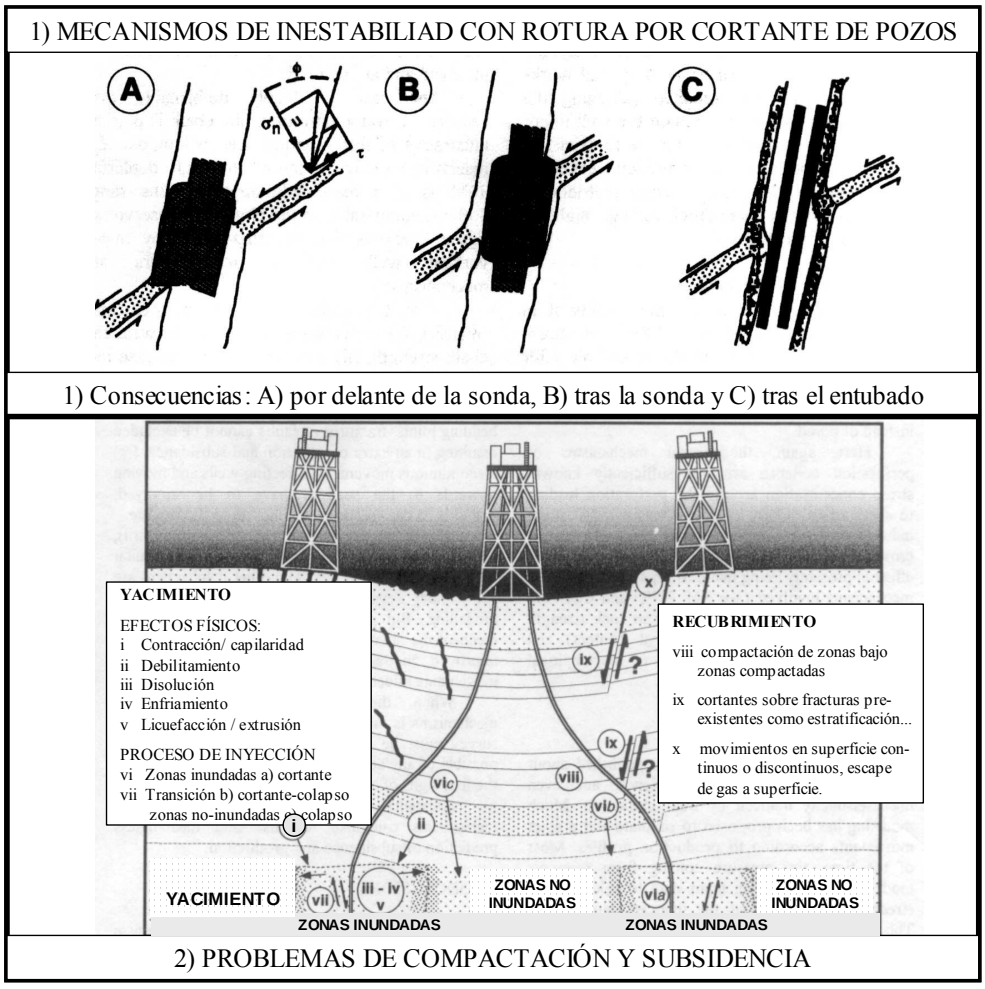


Figura 1.13. Influencia de diversos aspectos relacionados con la mecánica de rocas en sus aplicaciones en ingeniería del petróleo. 1) Problemas de desplazamiento o rotura de pozos inducidos por cortante a través de fallas o discontinuidades preexistentes. 2) Problemas de compactación del yacimiento y subsidencia en superficie asociados a pozos inyectores en yacimientos semi-saturados. Según Maury (1994). Cortesía de Balkema.

1.4.2.3. Ingeniería del almacenamiento de residuos

La creciente concienciación ambiental de la sociedad ha ido asociada a una generación, por parte de la misma, de un volumen cada vez más grande de residuos, algunos de los cuales necesitan tratamientos muy especiales como los residuos sólidos urbanos o RSU, los residuos tóxicos y peligrosos o RTP, entre los que se encuentran las pilas, baterías y aceites de coche, y los residuos nucleares de baja, media y alta actividad (Figura 1.14).

Esto ha llevado a la aplicación de la mecánica de rocas a la selección del emplazamiento y diseño de repositorios o almacenes de residuos que aseguren unas determinadas condiciones, para evitar la peligrosidad de los mismos. En particular la búsqueda, selección y estudio de los posibles almacenes de residuos nucleares de alta actividad ha llevado a grandes inversiones de los países más avanzados gestionadas por empresas públicas o agencias estatales, que han permitido que se produjeran no pocos avances en mecánica de rocas.

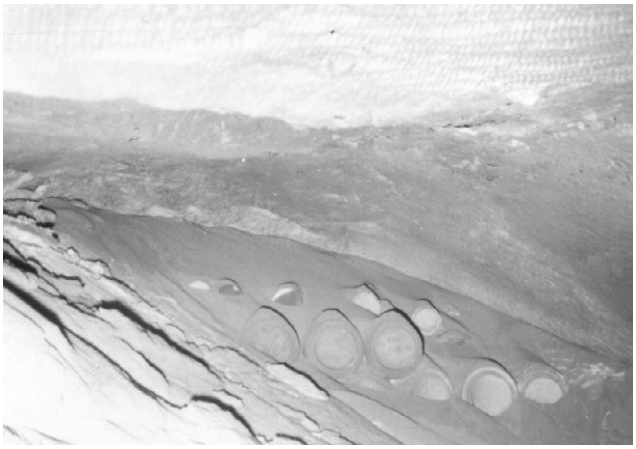


Figura 1.14: Ensayo de almacenamiento de residuos nucleares de baja y media intensidad en el almacén experimental de la antigua mina de sal de Asse (Baja Sajonia- Alemania). Foto de los autores.

a) b)

Figura 1.15. Aplicaciones de la mecánica de rocas en ingeniería del espacio subterráneo urbano. a) Piscina subterránea sostenida con gunita blanca (Helsinki – Finlandia): foto tomada de Internet http://www.mtry.org/images. b) Iglesia subterránea en la ciudad de Helsinki. Foto: autores.

1.4.2.4. Ingeniería del espacio subterráneo urbano

La carencia de espacio en determinadas ciudades, junto con otras ventajas de construir edificios e infraestructuras subterráneos (temperatura, ahorro de espacio en superficie, etc...) ha hecho que cada día sea más natural acudir a soluciones constructivas subterráneas, desarrolladas en muchas ocasiones en macizos rocosos.

De esta forma, actualmente no resulta sorprendente encontrar centros comerciales subterráneos (16 km de galerías comerciales en Montreal), polideportivos subterráneos (0slo), almacenes de hidrocarburos y gas,... junto con construcciones más tradicionales como centrales hidroeléctricas, ferrocarriles metropolitanos, bodegas, instalaciones militares, etc... Se presentan como ejemplo en las fotografías dos construcciones subterráneas poco convencionales de la ciudad de Helsinki (Fig. 1.15).

1.4.2.5. Geotermia

Se denomina geotermia a la explotación del calor de la Tierra, la expresión anglosajona equivalente "heat-mining" es bastante ilustrativa. Al margen de las aplicaciones tradicionales, como los balnearios y termas, se pueden distinguir dos categorías a saber; de baja energía: sólo utilizables para producir calorías a temperatura moderada, como por ejemplo para calefacción urbana; y de alta energía (asociadas a granitos jóvenes o rocas volcánicas), susceptibles de producir energía eléctrica.

El problema suele ser que la circulación natural de agua afecta a un porcentaje muy pequeño de la roca, de forma que la mayor parte del macizo rocoso no interviene en la circulación natural, son las rocas calientes secas, del inglés "hot dry rocks". Desde los años 70 se ha propuesto forzar la circulación de agua en estas rocas para extraer su calor. Este tipo de problemas es el que necesita de la mecánica de rocas para ser resuelto, aunque requiere de complicados modelos termo-hidro-mecánicos, en fase de desarrollo, que tengan en cuenta las influencias de la temperatura sobre las tensiones y de éstas sobre la permeabilidad de la roca y, por tanto, del volumen afectado por la transferencia de calor (CFMR, 2004).

1.4.2.6. Desarrollo sostenible, tecnología del medio ambiente y planificación territorial

La consecución del desarrollo sostenible, mediante la solución de diversos problemas medioambientales y de gestión del territorio, pasan también por la adecuada utilización de macizos rocosos. Tras las conferencias de Río de Janeiro (1997) y Kyoto (1997), la opinión pública y los políticos están comenzando a concienciarse de la necesidad de una mayor protección y una verdadera gestión patrimonial del medio ambiente. La protección ambiental, tradicionalmente asimilada a la salvaguarda de especies en vías de extinción y sus ecosistemas, pasa a día de hoy por la defensa de los medios naturales frágiles (eliminando toda suerte de contaminación y mediante la gestión ambientalmente segura de todo tipo de residuos) y por la protección de asentamientos humanos vulnerables (poblaciones de montaña, litorales, islas...) de las agresiones de las catástrofes naturales que a veces se llevan consigo vidas humanas.

1.5. Contenidos de este libro

Una vez definidos los aspectos básicos de la mecánica de rocas, sus particularidades, su corta historia y sus aplicaciones, se comentan brevemente a continuación los contenidos de este libro, que, como indica su título, incluye una revisión de las bases científicas de la mecánica de rocas y sus aplicaciones en ingeniería de taludes.

De esta forma, y tras este capítulo introductorio (capítulo 1), el libro se puede dividir en dos partes: una primera, que incluye los capítulos del 2 al 7, donde se presenta una visión actualizada de las bases científicas de la mecánica de rocas; y una segunda, que comprende los capítulos del 8 al 19, donde se presentan las técnicas aplicada al análisis, diseño y estabilización de taludes en roca. Las aplicaciones a excavaciones subterráneas quedan por tanto fuera de los contenidos de esta obra.

En lo que concierne a las bases científicas de la mecánica de rocas y atendiendo a la definición de macizo rocoso como conjunto de roca intacta más estructura, parece lo lógico comenzar, y así se hace en el capítulo 2, con el estudio del comportamiento mecánico de la roca intacta. En el siguiente capítulo (3) se analiza el comportamiento de las discontinuidades.

En el capítulo 4 se presentan los principales caracteres geomecánicos de las discontinuidades incidiendo en como se determinan en campo a partir de la toma de datos en afloramientos y sondeos y en el capítulo 5 se introducen las clasificaciones geomecánicas de los macizos rocosos, de base empírica y gran utilidad tanto para caracterizar los macizos rocosos como para el diseño de excavaciones subterráneas.

En el capítulo 7, para cerrar esta parte de las bases científicas de la mecánica de rocas, se describen las técnicas de estimación y medida del campo tensional natural, que es un factor clave para el análisis de diseño de excavaciones subterráneas y a cielo abierto a cierta profundidad.

Con el capítulo 8, comienza la parte del libro aplicada a la ingeniería de taludes en roca. En este capítulo introductorio se recogen una serie de generalidades, que tratan desde la influencia de la economía en las decisiones de diseño, pasando por la descripción de los mecanismos de inestabilidad más frecuentes, a la planificación e implementación de un programa clásico de estabilidad de taludes.

En los tres capítulos siguientes el libro se centra en el análisis de estabilidad mediante técnicas clásicas basadas en los métodos de equilibrio límite para la obtención del coeficiente de seguridad de taludes frente a los tipos más comunes de rotura o inestabilidad. Así, en el capítulo 9 se analizan la rotura plana y en cuña, en el capítulo 10, la rotura por vuelco y las roturas asociadas a planos de discontinuidad paralelos al talud y en el capítulo 11 se estudia la rotura circular.

Los dos siguientes capítulos presentan la aplicación de técnicas relativamente novedosas. En el capítulo 12 se presenta el análisis numérico, que se está comenzando a utilizar bastante para el análisis de roturas que se producen por mecanismos complejos y por tanto difíciles de analizar mediante técnicas clásicas de equilibrio límite. En el capítulo 13 se introduce el análisis estadístico de taludes, utilizado desde hace un par décadas en el ámbito minero y que en combinación con las

técnicas clásicas previamente presentadas, facilita de manera razonable la gestión de la incertidumbre a lo largo del proceso de diseño, permitiendo una comparación interesante de las distintas soluciones de diseño posibles.

El capítulo 14 trata un tema que se podría denominar de post-inestabilidad, ya que estudia las trayectorias de los bloques desprendidos de los taludes, aspecto éste que, aunque no suele poner en riesgo la estabilidad general de los taludes, viene provocando según diversas estadísticas fiables un elevado número de accidentes, tanto en el ámbito de las infraestructuras viarias como en las explotaciones mineras a cielo abierto. Dado que a resultas de los estudios de trayectorias de bloques presentados, se viene observando desde hace algún tiempo la necesidad de gestionar de manera razonable desde la administración y las empresas el riesgo asociado a los desprendimientos de rocas desde taludes en operación, se presentan también en este capítulo varios métodos empíricos que pretenden cuantificar el riesgo asociado a este tipo de fenómenos tanto en el ámbito de la ingeniería civil como de la minera.

Una vez realizado un estudio de estabilidad de un talud propuesto, puede darse la circunstancia de que no sea a priori estable, o que su coeficiente de seguridad sea tan próximo a la unidad que se considere un diseño demasiado arriesgado. En estos casos habrá que utilizar alguna técnica para llevar el talud al nivel de estabilidad requerido, que pasará por la remodelación del talud o retaluzado (que se podrá reanalizar variando la geometría según las técnicas presentadas), por el drenaje del talud (aspecto que se trata con detalle en el capítulo 15) o por la inserción de elementos de sostenimiento o retención (cuya presentación se realiza en el capítulo 16).

En algunas, sino muchas ocasiones, los métodos de excavación de taludes, y en particular las voladuras, pueden dañar y dañan los macizos rocosos. Estos daños se pueden eliminar, o al menos mitigar y controlar, tal y como se explica en el capítulo 17, que trata específicamente estos temas.

Una vez diseñados los taludes, incluyendo las técnicas de drenaje y sostenimiento si fueran necesarias, hay que construirlos. Sobre el papel (y nunca mejor dicho) todos los diseños bienintencionados son estables; pero como bien decía el profesor Jiménez Salas (1975) “en geotecnia, como en medicina, no hay enfermedades, sino enfermos” así que no está demás “tomar la temperatura” o “hacerle chequeos” a los taludes a medida que se van construyendo y va pasando el tiempo a lo largo de su vida operativa. El cómo llevar a cabo esto de manera técnicamente razonable se presenta en el capítulo 18 dedicado a la vigilancia de taludes.

Como se ha comentado, las aplicaciones a excavaciones subterráneas quedan fuera del ámbito de este libro. Para entrar en este ámbito se recomiendan al lector a parte de los textos generales citados y especialmente el libro de Hoek y Brown (1981): el Hoek, Kaiser y Bawden (1995), Goodman (1989), Wittke (1990) y Sinha (ed.) (1991) y para el caso de aplicaciones en minería subterránea los de Brady y Brown (1985) y en castellano el de Ramírez-Oyanguren et al., (1991). Para la minería del carbón es recomendable la obra de Jakobi (1981).

Finalmente queremos señalar que los autores de este libro opinamos, como el Comité francés de mecánica de rocas (2000) y los profesores Hudson y Harrison (1995), que si bien los principios en los que se basa la mecánica de rocas son indudablemente una ciencia, su aplicación, dada la variabilidad natural de los macizos rocosos y la multiplicidad de soluciones en ingeniería, es más

bien un “arte”; por lo que la experiencia resulta insustituible, aunque es difícil de transmitir. Como en el arte, conocer las técnicas indudablemente ayuda pero no hace necesariamente un buen artista. Esperamos que los lectores tengan la posibilidad de aplicar algunas de las técnicas que aquí se presentan y experimentar personalmente la aplicación de esta disciplina.

La razón última de esta publicación va asociada a la inexistencia de bibliografía en castellano de este tipo suficientemente extensa y actualizada. Esperamos que este texto sea de utilidad tanto en el ámbito universitario como en el de la industria y tanto en las aplicaciones mineras como civiles, pero, sobre todo, esperamos que sea del agrado del lector.

REFERENCIAS

Agricola, G. (1556). *De re metallica*. Joachimstal, Alemania.

Barba, A.A. (1640). *Arte de los Metales en que se enseña el verdadero beneficio de los de oro, y plata por açogue, el modo de fundirlos todos, y como se han de refinar, y apartar unos de otros*. Imprenta del Reyno, Madrid. Edición Facsímil de 1932.

Barton, N., Lien, R. Y Lunde, J. (1974). *Engineering classification of rock masses for the design of tunnel support*. Rock Mechanics (6) 4, pp. 189-236.

Barton, N., Grimstad, E. (1994). *The Q-System following 20 years of application in NAMT support selection*. 43rd Colloquy, Salzburgo. Felsbau. 6/94, pp. 428-436.

Bieniawski, Z.T. (1967). *Mechanism of brittle fracture of rock*. Ph. D. Thesis. University of Pretoria 1967.

Bieniawski, Z.T. (1974). *Estimating the Strength of Rock Materials*. J. S. African Inst. Min. Metall. vol.74-8, pp 312-320.

Bieniawski, Z.T. (1976). *Rock mass classification in rock engineering.* Proc. Symp. Exploration for Rock Engineering, vol 1, pp. 97-106. Ed. Balkema, Ciudad del Cabo.

Bieniawski, Z.T. (1989). *Engineering Rock Mass Classifications -A Complete Manual for Engineers and Geologists in Mining, Civil and Petroleum Engineering-*. John Wiley & sons, Nueva York, EEUU.

Brady, E. y Brown, E.T. (1985). *Rock Mechanics for Underground Mining*. Ed. George Allen & Unwin. Londres, RU.

CFMR – Comité Français de Mécanique des Roches (2000). *Manuel de Mécanique de roches-Tome 1: Fondements*. Presses de L'Êcole des Mines de Paris. Paris.

CFMR – Comité Français de Mécanique des Roches (2004). *Manuel de Mécanique de roches-Tome 2: Les applications*. Presses de L'Êcole des Mines de Paris. Paris.

Charlez, P.A. (1991). *Rock Mechanics. Vol. 1. Theoretical Fundamentals.* Ed. Technip. Paris.

Charlez, P.A. (1997). *Rock Mechanics. Vol. 2. Petroleum applications.* Ed. Technip. Paris.

Goodman, R.E. (1989). *Introduction to Rock Mechanics*. Ed. John Wiley & Sons.

Harrison, J.P., Hudson, J.A. (2000). *Engineering Rock Mechanics. Part II: Illustrative worked examples.* Ed. Pergamon Press. Londres, RU.

Hermoso, F. P. (1907). *Manual de laboreo de minas y beneficio de metales*. Librería de la Vda de Bouret. México.

Hoek, E. (1998). Conjunto de apuntes del curso *"Rock Engineering"* dictado por el autor en la Univ. de Vancouver (Canadá). Disponible en Internet http://www.rocscience.com.

Hoek, E. y Bray, J. (1974). *Rock Slope Engineering*. IMM. Ed. Chapman & Hall, Londres.

Hoek, E. y Brown, E.T. (1980). *Underground Excavations in Rock*. IMM. Ed. Chapman & Hall. Londres.

Hoek, E., Kaiser,P.K. y Bawden.W.F. (1994). *Support of Underground excavations in Hard Rock*. Ed. Balkema. Rotterdam, Holanda.

Hood, M., Brown, E.T. (1999). Mining rock mechanics, yesterday, today and tomorrow. Actas del "*9º Congreso internacional de la Sociedad Internacional de Mecánica de Rocas"* (ISRM). Tomo III, pp 1551-1576. Ed. Balkema y Comité Français de Mécanique des Roches.

Hudson, J.A. (1993). *Comprehensive Rock Engineering. Principles, Practice and Projects*. 6 Tomos. Pergamon Press. Oxford.

Hudson, J.A., Harrison, J.P. (1995). *Engineering Rock Mechanics. An Introduction to the Principles.* Ed. Pergamon Press. Londres.

Itasca (2000). *User manual for FLAC, Version 4.0*. Itasca Consulting Group Inc.. Minnesota, EEUU.

Itasca (2001). *User manual for UDEC, Version 3.0*. Itasca Consulting Group Inc.. Minnesota, EEUU.

Jaeger, J.C., Cook, N.G.W. (1969). *Fundamentals of Rock Mechanics* . Methuen & Co. Ltd. Estados Unidos.

Jakobi, O. (1981). *Praxis des Gebirgsbeherrschung*. (1era ed. 1976). Ed. Glückauf.

Jiménez Salas, J.A., De Justo Alpañes, J.L. (1975). Geotecnia y Cimientos (Tomo I). Ed. Rueda.

Mattauer (1976). Las deformaciones de los materiales la corteza terrestre. Omega. Barcelona.

Maury, V. (1994). Rock failure mechanisms identification: A key for well-bore stability and reservoir behavior problem. Actas del Congreso SPE/ISRM "*Rock Mechanics in Petroleum Engineering*". Pp 175-182. Eurock'94. Balkema Rotterdam.

Price, N.J., Cosgrove, J.W. (1990). " *Analysis of geological structures*". Cambridge University Press.

Pusch, R. (1995). "*Rock mechanics in a geological base*". Developments in Geotechnical Engineering Series, 77. Elsevier.

Ramirez Oyanguren, P., Laín Huerta, R., Gutiérrez Abella, A., Gómez de las Heras, J, (1991). "*Mecánica de rocas aplicada a la minería metálica subterránea*". ITGE.

Ramsay, J.G., Huber, M.I. (1983). "*The techniques of modern structural geology, Vol. 1., Strain analysis*". Academic Press.

Roegiers, J.-C. (1999). The importance of rock mechanics to the petroleum industry. Actas del "*9º Congreso internacional de la Sociedad Internacional de Mecánica de Rocas"* (ISRM). Tomo III, pp 1525-1549. Ed. Balkema y Comité Français de Mécanique des Roches.

Sinha R. S. (ed.) (varios autores) (1991). "*Underground Structures: Design and Construction*". Developments in Geotechnical Engineering Series, 59B., Elsevier.

Talobre, J. (1956). "La mécanique des roches". Ed. Dunod (1968, primera ed. 1956). Paris.

Wittke, W. (1990).*"Rock Mechanics: Theory and Applications with case histories"*. Ed. Springer Verlag. Berlín, Alemania.

2. PROPIEDADES MECÁNICAS DE LAS ROCAS

El átomo es una estructura ordenada, la molécula también es una estructura ordenada, como lo es el cristal; sin embargo la piedra, a pesar de estar formado por estos elementos es mera confusión.

A. Huxley, 1957

2.1. Clasificación geomecánica de las rocas

Se denominan rocas a los conjuntos de agregados mono o poliminerales que constituyen la litosfera y que se presentan consolidados, cementados, aglomerados o de cualquier otra forma de modo que dan lugar a un material de cierta resistencia. Las rocas se han originado de la siguiente forma:

- Primero se formó una corteza sólida con los materiales procedentes de zonas más profundas de la Tierra. Estos materiales, que consistían en una masa fluida en la que coexistían fases sólidas, líquidas y gaseosas, se denominan magmas. Cuando los magmas ascienden a zonas superiores se solidifican. Esta solidificación puede producirse bien en superficie o bien a una determinada profundidad. En caso de producirse en superficie, la solidificación tiene lugar de manera brusca y no se forman cristales grandes, a veces la roca queda vitrificada; así se originan las rocas volcánicas o efusivas como los basaltos. Cuando la solidificación se produce a profundidad, los cristales se pueden desarrollar ya que el enfriamiento es lento; así se forman las rocas intrusivas o plutónicas, como los granitos. El conjunto de rocas volcánicas e intrusivas constituye las rocas ígneas.

- Las rocas quedan expuestas a la erosión, sus componentes son alterados y transportados en disolución o en suspensión por las aguas superficiales hasta el mar o los lagos, donde sedimentan. Los materiales depositados en los fondos marinos o lacustres van compactando bajo el efecto de nuevos sedimentos. Este proceso da lugar a las rocas sedimentarias, dentro de las cuales se pueden distinguir básicamente dos tipos.

  a) Las rocas detríticas que están formadas por partículas de otras rocas como, por ejemplo: las areniscas y las rocas arcillosas (lutitas).
  b) Las rocas físico-químicas y las de origen biológico que provienen de la acción de los seres vivos, como las rocas carbonatadas y las salinas.

- En ciertas zonas, al acumularse los sedimentos, se produce un hundimiento del fondo marino, con el consiguiente aumento de presión y temperatura de los mismos. Como consecuencia, los minerales, que en superficie están en equilibrio pasan a ser inestables a medida que van ganando profundidad, produciéndose recristalizaciones. Este proceso origina las rocas metamórficas, que se caracterizan por la orientación de los minerales, que les da con frecuencia un aspecto foliado o esquistoso. Las rocas magmáticas pueden

también verse sometidas a un proceso similar. Las rocas más comunes dentro de este grupo son los esquistos y los gneises.

Como se acaba de exponer, según su génesis, las rocas se dividen en tres grupos: ígneas, sedimentarias y metamórficas. Sin embargo, desde el punto de vista de su comportamiento mecánico es mejor agruparlas en los cuatro grupos siguientes (Goodman, 1980):

- Rocas cristalinas, por ejemplo: granito, basalto, gneiss, caliza, dolomía, mármol, sal común, etc.
- Rocas clásticas, por ejemplo: areniscas con varios cementos.
- Rocas de grano muy fino, por ejemplo: argilitas, limolitas, margas, etc.
- Rocas orgánicas, por ejemplo: lignito, hulla, antracita, pizarras bituminosas, etc.

Las rocas cristalinas consisten en cristales imbricados de silicatos, carbonatos, sulfatos u otras sales. Los cristales están generalmente separados por microfisuras, las cuales se pueden encontrar también dentro de ellos mismos. En algunos casos, como, por ejemplo, en los carbonatos y en la sal común, a las microfisuras, que dan a la roca un carácter frágil, hay que añadir las dislocaciones de los cristales que originan un comportamiento visco-plástico a presiones de confinamiento bajas.

Las rocas clásticas consisten en granos o conjuntos minerales de otras rocas unidos mediante un cemento. Sus propiedades mecánicas dependen fundamentalmente de las características de dicho cemento. Si éste es resistente y une rígidamente los granos, la roca también lo es y se comporta de manera frágil. Por el contrario, si el cemento es poco resistente la roca es friable.

En las rocas de grano fino los componentes fundamentales son el limo y la arcilla. Estas partículas se encuentran más o menos cementadas según el proceso geológico, sobre todo de compactación, que hayan sufrido. En las rocas sedimentarias las propiedades mecánicas están también relacionadas con la porosidad y con el tamaño de grano.

Las principales rocas orgánicas son los carbones. Las antracitas y las hullas son, en general, relativamente resistentes pero suelen tener fisuras. Los lignitos son carbones menos resistentes que los anteriores.

Desde un punto de vista puramente mecánico, las rocas se pueden considerar un conjunto de cristales y granos minerales imbricados y cementados en el que existen microfisuras y poros.

2.2. Algunas características básicas de las rocas

Las rocas, como la mayoría de los sólidos, pueden ser caracterizadas mediante una serie de propiedades básicas, entre las cuales las más comunes son: densidad, humedad, porosidad, grado de saturación y permeabilidad.

2.1.1. Densidad

En función de cómo se encuentre la roca, se puede distinguir la densidad natural y la densidad seca.

La denominada densidad natural o húmeda es la relación entre la masa de una muestra de roca en su estado natural, o sea, con un cierto contenido de humedad, y el volumen que ocupa:

$$\rho = \frac{m}{\mathrm{v}} \tag{2.1}$$

donde,

- ρ = densidad natural
- m = masa de la muestra
- v = volumen de la muestra

Cuando la muestra de roca se ha secado previamente en una estufa a una temperatura de 110ºC, su densidad se denomina seca:

$$\rho_s = \frac{m_s}{\mathrm{v}_s} \tag{2.2}$$

donde,

- ρ_s = densidad seca
- m_s = masa seca
- v_s = volumen seco

El volumen natural o seco de una muestra de roca es la suma del volumen que ocupan las partículas sólidas más el de los poros, por este motivo tiene sentido hablar de la densidad de las partículas (granos o cristales) de la roca, que está claramente relacionada con su composición mineralógica. Para determinarla es necesario moler una determinada masa de roca y medir, con la ayuda de un picnómetro el volumen ocupado por las partículas:

$$\rho_p = \frac{m_p}{\mathrm{v}_p} \tag{2.3}$$

donde,

- ρ_p = densidad de las partículas
- m_p = masa de la muestra de roca
- v_p = volumen de las partículas

En la Tabla 2.1 se presentan las densidades de los minerales más corrientes:

Tabla 2.1. Densidad y velocidad de propagación de ondas de compresión de algunos minerales (AFTES, 2003)

Mineral	Densidad (kg/m^3)	V_p (m/s)
Anfiboles	2980-3200	7200
Augita	3200-3400	7200
Biotita	2900	5130
Calcita	2710	6660
Dolomita	2870	7900
Magnetita	5170-5180	7410
Moscovita	2830	5810
Oligoclasa	2640-2670	6260
Olivino	3250-3400	8400
Ortosa	2570	5690
Cuarzo	2650	6050

2.2.2. Humedad

Se define la humedad de una muestra como la relación, expresada en porcentaje, entre la masa de agua contenida en la roca que se evapora a 110º de temperatura y la masa de la muestra seca:

$$H = \frac{m_H}{m_s} \cdot 100 \tag{2.4}$$

donde,

H = tanto por ciento de humedad
m_H = masa de agua contenida en la muestra
m_s = masa de roca seca

2.2.3. Porosidad

La porosidad de una roca es el volumen de poros expresado en tanto por ciento del volumen total:

$$n = \frac{V_p}{V} \cdot 100 \tag{2.5}$$

donde,

n = porosidad
V_p = volumen de poros
V = volumen total

En algunas rocas, como las areniscas, los poros se pueden ver a simple vista, en otras sólo son visibles con el microscopio, como, por ejemplo, en los granitos; en este tipo de rocas existe

una red de microfisuras que produce una porosidad del orden del 1%. Dichos poros y microfracturas están, en ciertos casos, interconectados y forman una red que permite la circulación de fluidos, que ocasionalmente pueden ocupar todos los huecos disponibles.

2.2.4. Grado de saturación

El porcentaje de poros ocupado por el agua se denomina grado de saturación:

$$S_r = \frac{V_H}{V_p} \cdot 100 \tag{2.6}$$

donde,

- S_r = Grado de saturación.
- V_H = Volumen ocupado por el agua.
- V_p = Volumen total de poros.

Cuando la roca está seca S_r=0 y cuando está saturada S_r=100.

2.2.5. Velocidad de propagación de ondas ultrasónicas

La medida de la velocidad propagación de ondas ultrasónicas de compresión (P) y cizalladura (S) en una roca proporciona información sobre su porosidad y microfracturación; también puede detectar la alteración de la matriz rocosa policristalina. Debido a que tanto la porosidad como la microfracturación de una roca pueden estar orientadas según direcciones preferentes, la velocidad de las ondas ultrasónicas puede variar en consonancia. Ya que, en la mayoría de las rocas, la fase sólida se puede considerar elástica, si no existieran huecos la propagación de las ondas P y S sería un fenómeno puramente elástico. En este caso, la velocidad de propagación de una onda P es función de las constantes elásticas y de la densidad de la roca y es independiente de la fuerza que ha producido la perturbación y de su duración:

$$V_p = \sqrt{\frac{E}{\rho} \cdot \frac{1-\mu}{(1+\mu)(1-2\mu)}} \tag{2.7}$$

donde,

- E es el módulo elástico de la roca
- μ es el coeficiente de Poisson de la roca
- ρ es la densidad de la roca

El índice de continuidad de una roca se calcula dividiendo el valor teórico de la velocidad que, de acuerdo con su composición mineralógica, deberían tener las ondas P (ver Tabla 2.1) por la velocidad real:

$$IC = \frac{V_p}{V_{P.T.}} \cdot 100 \tag{2.8}$$

donde,

IC es el índice de continuidad.

V_p es la velocidad real de las ondas P.

$V_{P.T.}$ es la velocidad teórica de las ondas P según la composición mineralógica de la roca.

Cuanto mayor es la fracturación o la porosidad de una roca menor es su índice de continuidad, ya que la velocidad de las ondas P se ve afectada negativamente.

La velocidad teórica de propagación se calcula mediante la siguiente fórmula:

$$\frac{1}{V_{P.T.}} = \sum \frac{C_i}{V_{p_i}} \tag{2.9}$$

donde,

C_i son las concentraciones en tanto por uno de los minerales contenidos en la roca.

V_{p_i} son las velocidades de las ondas P en cada uno de los minerales (Tabla 2.1).

2.3. Rotura frágil de las rocas

Las microgrietas, poros e inclusiones de una roca pueden, en un campo tensional, dar nacimiento a nuevas grietas. Si éstas alcanzan la superficie de la probeta, o si crecen de modo notable al interactuar unas con otras, se puede producir la rotura de la muestra.

El estudio de la rotura a tracción de un sólido frágil es relativamente simple: la microgrieta más larga y más favorablemente orientada (perpendicularmente a la dirección de la tracción) se propaga inestablemente cuando las tensiones de tracción en sus extremos exceden la resistencia de la roca. El mecanismo de rotura frágil a compresión es más complejo.

Medidas de microrruidos demuestran que las microgrietas empiezan a propagarse cuando la tensión axial de compresión en una probeta no ha llegado aún a la mitad de la carga de rotura. El comportamiento de la roca depende de las tensiones que se le apliquen, la compresión simple genera normalmente grietas en la misma dirección que la tensión (ver Figura 2.1a).

Una presión de confinamiento pequeña puede evitar el crecimiento inestable de las microfisuras verticales y hace que la probeta se rompa a lo largo de una superficie oblicua (ver Figura 2.1b). Cuando la presión de confinamiento es relativamente grande, el crecimiento de las microgrietas se torna difícil y la probeta se deforma de un modo pseudo-dúctil, con grandes deformaciones y la intervención de muchas microgrietas (Figura 2.1c).

Griffith (1921) creó una teoría para explicar la rotura frágil de los vidrios, la cual postula que la rotura a tracción de estos materiales se produce como consecuencia de las concentraciones de tensión en las terminaciones de las microfisuras existentes en ellos, iniciándose en las más largas y con una orientación más favorable. Las conclusiones de esta teoría se han intentado aplicar a las rocas, pero se ha visto que no resultan tan interesantes como en los vidrios, aunque siguen siendo útiles para explicar el mecanismo de rotura.

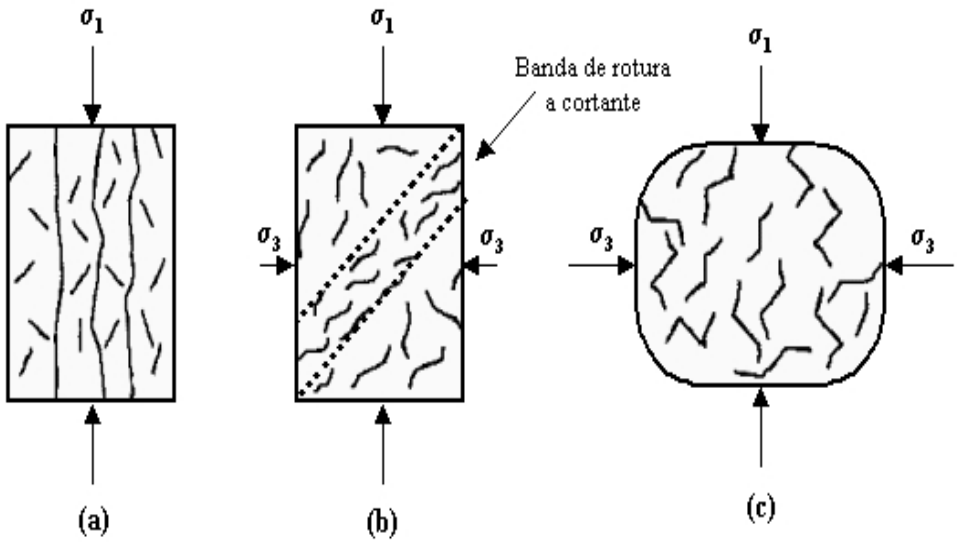


Figura 2.1. Tipos de roturas de las rocas sometidas a compresión

Si una probeta de roca se somete a una tensión de tracción σ_1, en los extremos de las microfisuras se concentra la tensión y alcanza un valor muy superior a σ_1. Suponiendo que una microfisura orientada perpendicularmente a σ_1 se pueda asimilar a una elipse muy alargada de semieje mayor *a* y radio de curvatura ρ en el extremo de este semieje, el valor de la tensión de tracción (ver Figura 2.2) en este punto es:

$$\sigma_{max} = 2\sigma_1 \sqrt{\frac{a}{\rho}} \qquad (2.10)$$

La teoría de Griffith permite estimar la resistencia a tracción de un material frágil a partir de consideraciones energéticas. En el caso de las rocas, las microfisuras se encuentran principalmente en los contactos entre los cristales o los granos minerales. Las superficies de las microfisuras poseen una energía superficial aparente T por unidad de área que está asociada a las fuerzas de atracción atómicas que se rompen al formarse la fisura.

El balance entre la energía superficial aparente de la microfisura y la energía de deformación asociada con ella, proporciona un criterio para determinar si la microfisura va a crecer.

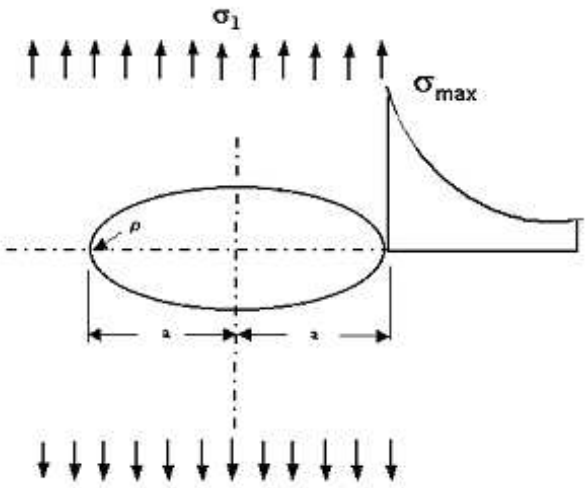


Figura 2.2. Influencia de las microfisuras de Griffith en la rotura a tracción

En un elemento de roca de espesor unidad, la condición para que una microfisura de longitud igual a *2a* se prolongue es que la energía potencial total del sistema formado por las tensiones aplicadas y el material disminuya o permanezca constante, es decir:

$$\frac{d}{da}\left(E_s - E_d\right) \leq 0 \tag{2.11}$$

donde,

E_d es la energía elástica de deformación disponible, almacenada en el material, para la ampliación de la fractura.

E_s es la energía superficial aparente de la fractura.

Los valores de E_d y E_s se pueden obtener, para tensiones planas, mediante las fórmulas siguientes:

$$E_d = \frac{\pi a^2}{E}\sigma_1^2 \qquad \text{y} \qquad \mathrm{E_s} = 4aT \tag{2.12}$$

donde,

E = módulo elástico de la roca

T = energía superficial de la roca

De las fórmulas (2.11) y (2.12) se deduce que la tracción necesaria para prolongar la microfisura debe tener el siguiente valor:

$$\sigma_1 \geq \sqrt{\frac{2\mathrm{ET}}{\pi \mathrm{a}}} \tag{2.13}$$

En el caso de una roca sometida a tracción directa, ensayo que rara vez se suele practicar en los laboratorios de mecánica de rocas por su dificultad, la rotura de la probeta se produciría

como consecuencia de la prolongación de las microfisuras más largas perpendiculares a la dirección de tracción, en primer lugar, y de la conexión o coalescencia de las nuevas fisuras generadas en el proceso anterior a continuación.

La fórmula de Griffith no se utiliza en la práctica para estimar la resistencia a tracción de las rocas, ya que la energía superficial de las microfisuras es un concepto que no se maneja en mecánica de rocas. Además, los valores que proporciona dicha fórmula difieren bastante de los que se obtienen en los ensayos, que son el medio utilizado en la práctica para estimar la resistencia a tracción de las rocas.

Griffith (1924) extendió su teoría a los materiales frágiles sometidos a compresión, pero no tuvo en cuenta la fricción que se produce entre los labios de las microfisuras cuando éstas se cierran.

Suponiendo que la rotura de la roca se produce cuando la máxima tracción en el vértice la microgrieta con orientación más desfavorable alcanza un determinado valor, Griffith (1924) estableció el siguiente criterio de rotura frágil en dos dimensiones para los materiales:

$$\left(\sigma_1 - \sigma_2\right)^2 - 8T_0\ \left(\sigma_1 + \sigma_2\right) = 0,\ \text{para}\ \sigma_1 + 3\sigma_2 > 0 \qquad (2.14)$$

$$\sigma_2 = T_0,\ \ \text{para}\ \sigma_1 + 3\sigma_2 < 0 \qquad (2.15)$$

donde, T_0 es la resistencia a tracción del material.

Si en las fórmulas anteriores se hace σ_2=0 se obtiene el criterio de rotura a compresión simple, que es:

$$R_0 = 8T_0 \qquad (2.16)$$

En el caso de las rocas no se cumple, en general, que la resistencia a compresión simple es igual a 8 veces la resistencia a tracción, sino que la relación entre ambas resistencias es muy variable y casi siempre superior a 10.

La teoría de Griffith (1924) es válida para las microgrietas sometidas a tracción, pero las microgrietas comprimidas solamente se pueden desarrollar mediante un desplazamiento cortante de sus labios al cual se opone la fricción entre ellos. McClintock y Walsh (1962) modificaron la teoría de Griffith para tener en cuenta dicho fenómeno y obtuvieron, para la situación extrema en que todas las microfisuras están cerradas, un criterio de rotura similar al de Coulomb.

La rotura de las rocas a compresión es un proceso progresivo que lleva consigo la formación, propagación y coalescencia de microgrietas, lo que se traduce en que el comportamiento macroscópico sea no-lineal. Una microgrieta es una abertura en la roca que tiene una o dos dimensiones mayores que la tercera y que en cuanto a su naturaleza puede ser un borde de grano o una grieta intergranular, intragranular o transgranular. Existen, no obstante, múltiples

microestructuras en las rocas que no son microgrietas, como poros, vacíos o planos mineralógicos débiles (clivage). Estos defectos, incluidas las microgrietas, son concentradores de tensiones cuando la roca está sometida a cierta carga (Fang, 2001).

Se produce la neoformación de microgrietas cuando se aplica carga sobre granos soldados de propiedades elásticas diferentes, ya que la deformación del más blando dará lugar a esfuerzos sobre el más duro pudiéndose generar grietas de tracción. También se forman microgrietas al concentrarse la carga en puntos de ángulo agudo del borde de microporos o microgrietas preexistentes. Por último, planos de debilidad cristalográfica adecuadamente orientados se pueden separar o deslizar fácilmente al aplicar carga (Kranz, 1983).

En cuanto a la propagación de las microgrietas, conviene señalar que la iniciación de las mismas hace disminuir el campo tensional aplicado en la zona, con lo que, si se mantiene la configuración de carga, el crecimiento de la microgrieta se detiene y ésta se estabiliza. Si se incrementa la carga aplicada a las microgrietas ya formadas pueden crecer originando a su vez nuevas microgrietas. La naturaleza heterogénea de las rocas puede hacer que el crecimiento de estas microfisuras se detenga o cambie de dirección al ir atravesando granos de distintos minerales. Las tendencias de los fenómenos de propagación (paralelos o subparalelos a la dirección de máxima compresión, o paralelos a la dirección inicial de la microgrieta) varían según los campos tensionales y los diferentes tipos de rocas.

La coalescencia de microgrietas es un fenómeno complejo asociado con la rotura de las rocas. Entre las investigaciones llevadas a cabo para estudiar estos fenómenos cabe destacar la de Krantz (1979), que los clasificó en tres tipos principales: en escalón, al pasar, grieta-poro y poro-poro.

El primero de ellos, en escalón o “en echelon” (Fig. 2.3. a) tiene lugar cuando una microgrieta que se propaga entra en el campo de influencia de una de sus vecinas. Cuando ambas son más o menos paralelas entre sí y con respecto a la dirección de máxima compresión, se suelen enlazar por rotura a cortante del puente de roca entre ellas. También se puede producir el enlace por tracción si es posible seguir un camino de rotura paralelo a la dirección de máxima compresión entre las mismas (Fig. 2.3. b). El segundo mecanismo, al pasar o “en passant” tiene lugar cuando dos microgrietas más o menos paralelas y viniendo de zonas distintas se acercan de tal manera que, bien sea por cortante o por tracción, tienden a conectarse la una con la otra dando lugar a la coalescencia (Fig. 2.3. c y d). Finalmente el tercer mecanismo, poro-grieta (Fig. 2.3. f) o poro-poro (Fig. 2.3. e), se produce debido a que la existencia de un poro puede influenciar los poros y grietas adyacentes, de manera que la microgrieta influenciada puede variar su dirección de crecimiento hasta alcanzar al poro. Si la configuración incluye dos poros, se pueden originar grietas en las aristas de éstos hasta dar lugar a la conexión.

El hecho de que la rotura de rocas a compresión venga marcada micro-mecánicamente por la formación, propagación y coalescencia de microgrietas da lugar a varios efectos distintivos característicos del comportamiento tenso-deformacional macroscópico de las rocas, entre los que se pueden incluir: la dilatación volumétrica de la roca una vez superada su fase elástica, la reducción gradual del módulo elástico a medida que va aumentando la carga y la degradación

de la resistencia del material asociada a la formación de macrofisuras (Fang, 2001). Estos efectos apartan a las rocas del comportamiento lineal.

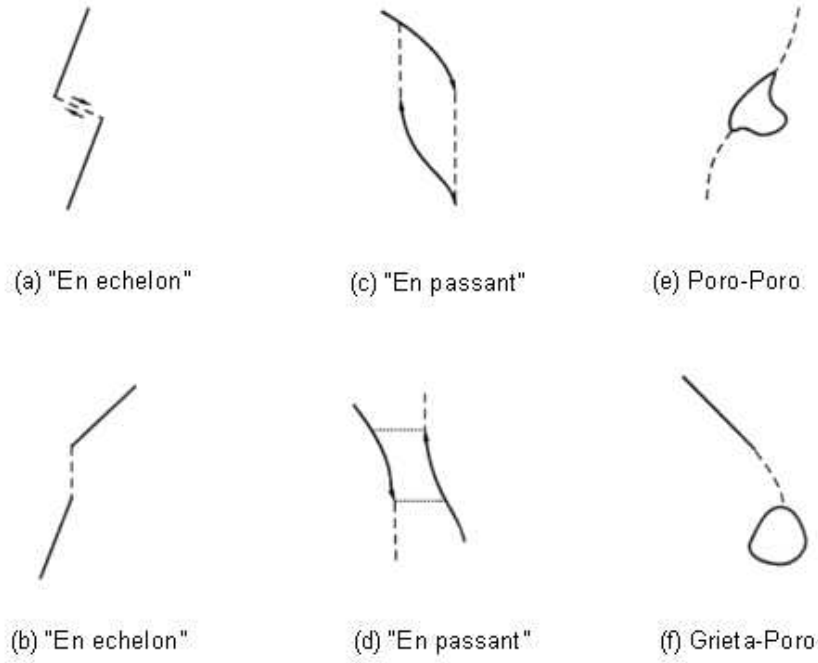


Figura 2.3. Fenómenos básicos de coalescencia de microdefectos (Según KRANTZ, 1979 b). Cortesía Elsevier.

2.4. Comportamiento de las rocas a compresión

Uno de los problemas más importantes de la mecánica de rocas consiste en determinar las propiedades mecánicas de éstas cuando se hallan en un campo tensional compresivo, lo cual se consigue principalmente mediante los ensayos de compresión simple y triaxial. Cuando se ejerce sobre una roca una tensión desviadora de compresión se obtienen resultados como los que se pueden ver en la Figura 2.4. Nada más aplicar la tensión ciertas fisuras y poros comienzan a cerrarse, lo cual genera una deformación inelástica y la curva tensión-deformación muestra una concavidad dirigida hacia arriba. En la mayor parte de las rocas esta fase, que se denomina de cierre de fisuras y termina en el punto de ordenada σ_i^c, va seguida de un tramo recto durante el cual la relación entre la tensión axial, la deformación axial y la deformación lateral es lineal. La pendiente de dicha recta en unos ejes de coordenadas σ_1–ε_1 es el módulo de Young de la roca y la relación entre ε_3 y ε_1 es su coeficiente de Poisson.

A continuación la pendiente de la deformación lateral comienza a disminuir, debido a que se forman nuevas microfisuras subverticales en la roca, especialmente cerca de la periferia de la probeta, en su zona central. Si se dispone de un captador de microrruidos se puede observar que la formación de nuevas grietas produce una emisión de microrruidos en la probeta. La dirección de las microfisuras que comienzan a formarse es, en términos generales, paralela a la tensión axial σ_1. Este tramo de las curvas tensión-deformación de la roca, que se denomina de propagación estable de las fisuras, comienza en el punto de ordenada σ_1^F , denominado

umbral de fisuración, y termina en el de ordenada σ_1^0 ; esta última tensión se puede considerar como la resistencia a largo plazo de la probeta. Propagación estable quiere decir que a cada incremento de la tensión le corresponde un aumento finito de la longitud de las microgrietas y que éstas cesan de crecer al dejar de aumentar la tensión.

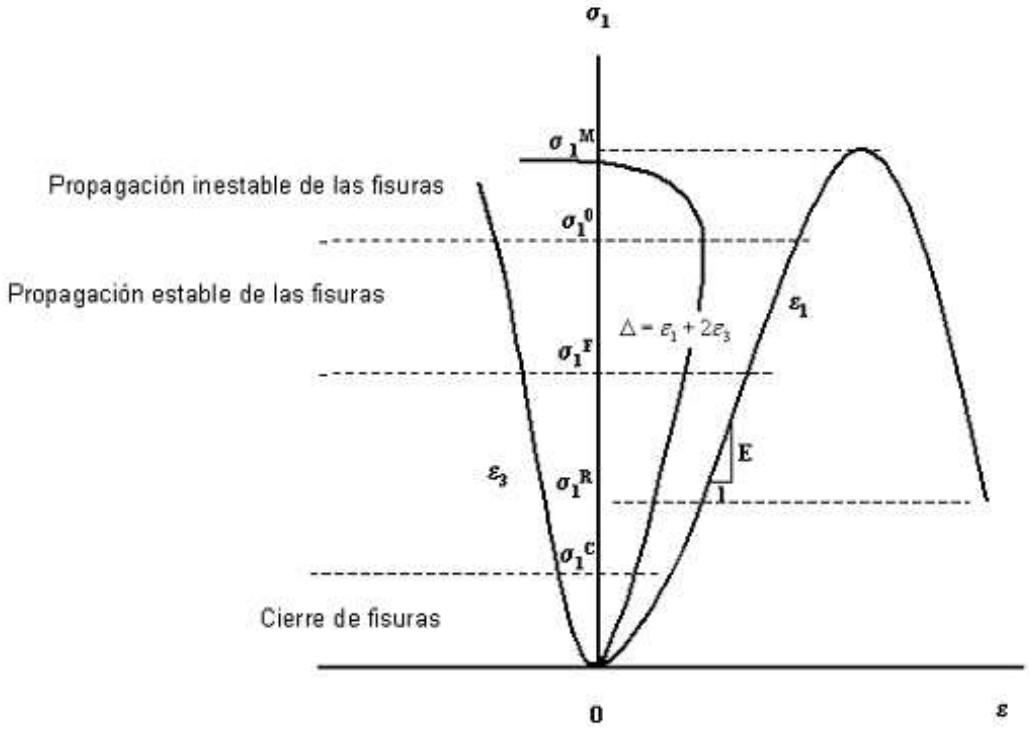


Figura 2.4. Comportamiento de las rocas a compresión.

A continuación el ensayo entra en el tramo denominado de propagación inestable de las fisuras, en el cual éstas empiezan a alcanzar los extremos de la probeta, a intersectarse y a coalescer unas con otras hasta dar lugar a una superficie de fractura semicontinua. Este proceso, durante el cual disminuye la pendiente de la curva σ–ε, continúa hasta que se alcanza la resistencia máxima de la probeta σ_1^M . Esta carga se conoce como resistencia de pico y es la que se suele definir mediante los criterios de rotura.

Sin embargo, el ensayo no se acaba al llegar la roca a su resistencia máxima, si la rigidez de la prensa es superior a la rigidez de la probeta. En este caso, es posible continuar el ensayo hasta llegar a la resistencia residual de la roca, si bien es necesario para ello ir reduciendo la carga aplicada a la probeta ya que ésta se sigue deformando pero resiste cada vez menos. Esta última fase de tránsito entre la resistencia de pico y la residual es a veces de gran importancia en los pilares de las minas subterráneas. La resistencia residual de la probeta en el ensayo de compresión simple es nula, mientras que en el ensayo triaxial adquiere el valor correspondiente al ángulo de fricción de las partículas de roca rota.

Si se analiza la curva de la Figura 2.4 correspondiente a la deformación volumétrica, cuyo valor en función de las deformaciones principales, ε_1 y ε_3, si éstas son pequeñas, es:

$$\Delta = \varepsilon_1 + 2\varepsilon_3 \tag{2.17}$$

se observa que hasta que no se llega al punto de ordenada σ_1^0, en el cual comienza la propagación inestable de las microfisuras, el volumen de la probeta disminuye. A partir de este punto se produce un aumento de volumen que tiene su origen en la deformación de la roca comprendida entre las microfisuras y en la apertura de nuevas grietas. Al llegar a una tensión axial próxima a la resistencia de pico, es posible que la probeta comience a experimentar un aumento real de volumen que se denomina dilatancia.

Si en un punto del tramo $\sigma_1^0 - \sigma_1^M$ se retira la carga que actúa sobre la probeta, la curva descarga-deformación sigue una trayectoria como la que se muestra en la Figura 2.5. Al anularse la tensión la probeta conserva una deformación (histéresis) y al cargarla de nuevo la curva de carga discurre por debajo de la inicial de la probeta a la que intersecta en un punto de mayor ordenada que el de partida, esto es debido a que el tramo $\sigma_1^0 - \sigma_1^M$ es de tipo dúctil con endurecimiento. Si esta misma operación de descarga se lleva a cabo en el tramo $\sigma_1^M - \sigma_1^R$, la resistencia que se alcanza con la recarga (ver Figura 2.5) es inferior a la de partida lo cual es lógico al corresponder dicho tramo a una rotura frágil o dúctil con reblandecimiento.

Latjai et al. (1990) sugieren que la iniciación de la fracturación puede ser causada por microgrietas originadas por tracción. Debido a que los enlaces químicos propios de los minerales formadores de la mayor parte de las rocas (silicatos, carbonatos...) son covalentes y estos enlaces resisten mucho menos a tracción que a cortante (al revés, por ejemplo, que los enlaces metálicos), las rocas son básicamente más débiles a tracción que a cortante o que a compresión. Así parece que incluso en la rotura de rocas a compresión o cizalla, el proceso está gobernado por fenómenos de tracción. La aparición de tracciones locales en zonas sometidas a cortante o a compresión es un hecho paradójico que se puede explicar por la heterogeneidad propia de las rocas.

Diderichs (1999) demuestra que la fracturación por tracción es relativamente común en rocas sometidas a tensiones de confinamiento bajas. Este autor, utilizando el programa PFC, que simula las rocas como conjuntos de partículas heterogéneas con determinados tipos de enlaces, estudió el comportamiento de una probeta de granito con un confinamiento de 20 MPa. Como resultado observó que aun con dicho confinamiento, el número de fracturas generadas por tracción hasta poco antes de romperse la muestra superaba por cincuenta a uno al número de las fracturas generadas por cortante.

También descubrió que la heterogeneidad, tanto en el tamaño de grano como en las propiedades geomecánicas de los materiales, era el aspecto clave en la paradójica generación de tracciones en un campo tensional compresivo. Observó finalmente que en un sistema en el que se evita la propagación inestable de fracturas individuales (como el que él simulaba) existía una relación estadística consistente (para un nivel de confinamiento) entre el nivel tensional requerido para la iniciación de las microfracturas y aquel en el que una densidad crítica de microgrietas acumuladas da lugar a la interacción o coalescencia de las fracturas y por tanto a

la rotura de la roca. La relación entre esos dos niveles tensionales era aproximadamente del orden de dos.

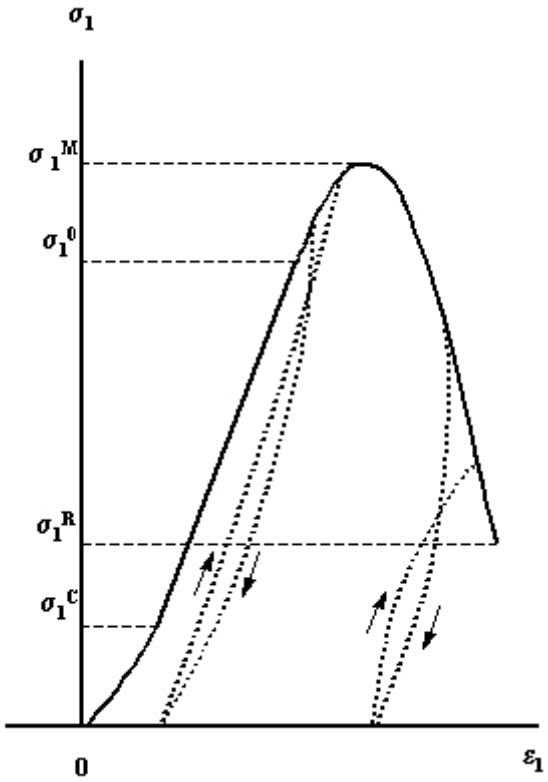


Figura 2.5. Trayectorias de descargas en ensayos de compresión triaxial

2.5. Ensayo de compresión simple

Deducir las propiedades mecánicas de las rocas sometidas a compresión a partir de las características de los cristales, partículas y material cementante que las componen y de las microfisuras y otras discontinuidades de mayor rango existentes en ellas, es prácticamente imposible. Por ello hay que recurrir a los ensayos de laboratorio para determinar dichas propiedades.

Este ensayo sirve para determinar la resistencia a compresión uniaxial de una probeta cilíndrica de roca de altura entre el doble y el triple del diámetro. Normalmente estas probetas se obtienen a partir de testigos de sondeos. También se pueden obtener muestras a partir de bloques de roca mediante una sonda, en el laboratorio; la extracción de estos bloques en la mina o en la obra se debe llevar a cabo sin voladuras, ya que éstas pueden generar en la roca nuevas microfisuras o aumentar las existentes, lo cual se traduciría en una pérdida de resistencia de las probetas que se obtengan de ellos.

Además de servir para determinar su resistencia, este ensayo puede proporcionar también las constantes elásticas de la roca, es decir, su módulo de Young y su coeficiente de Poisson. Averiguar la resistencia a compresión simple de una roca es importante por varios motivos:

permite clasificar las rocas según su resistencia, es un parámetro importante en los criterios de rotura más utilizados (Mohr-Coulomb y Hoek-Brown) y sirve para estimar la resistencia de los pilares en las explotaciones mineras.

Aunque aparentemente es un ensayo sencillo, su realización, así como la interpretación de los resultados, requieren bastante cuidado. Debido a la heterogeneidad de las probetas de una misma roca, su resistencia a compresión simple puede variar ampliamente. Los factores que más intervienen en la resistencia a compresión simple de rocas litológicamente similares son los siguientes: tamaño de grano, porosidad, meteorización, grado de microfisuración, naturaleza y resistencia del cemento que une los granos, densidad de la roca y presión y temperatura a la que ha estado sometida durante su formación.

El ensayo de compresión simple ha sido normalizado en muchos países. Los aspectos básicos de las normas existentes son los siguientes:

- Deben utilizarse probetas cilíndricas de diámetro superior a 50 mm y, por lo menos, 10 veces mayor que el tamaño del grano o cristal más grande existente en la roca. Su altura debe ser igual a 2,5 veces el diámetro aproximadamente.
- La probeta no debe contener discontinuidades geológicas que la atraviesen.
- Las superficies del cilindro de roca que están en contacto con las placas de la prensa con la que se realiza el ensayo deben ser planas, con una precisión de 0,02 mm, y no deben separarse de la perpendicularidad al eje de la muestra en más de 0,001 radianes, o sea, 0,05 mm en 50 mm.
- La carga se debe aplicar a una velocidad constante de 0,5-1 MPa/s.

En la Figura 2.6 se muestra un esquema del equipo necesario para este tipo de ensayos.

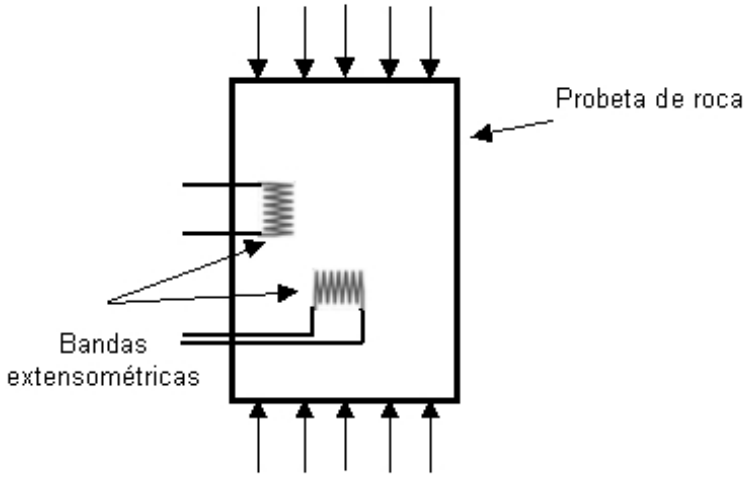


Figura 2.6. Esquema del ensayo de compresión simple.

Para que este ensayo fuera estrictamente de compresión simple, las tensiones dentro de la probeta deberían ser uniaxiales en todos los puntos. Pero, debido a la fricción entre la muestra y las placas de la prensa, derivada de la diferencia entre los módulos elásticos de las rocas y el del acero, la probeta no se puede expansionar libremente en sus extremidades superior e

inferior al ser comprimida. Como consecuencia, aparecen tensiones cortantes en las proximidades de las superficies de contacto entre las placas de la prensa y la probeta, por lo que la tensión axial deja de ser una tensión principal y se produce un estado triaxial de tensiones en muchos puntos de la roca

Cuanto menor es la esbeltez de la probeta, es decir, la relación altura/diámetro, mayor es la proporción de la muestra sometida a un estado triaxial de tensiones. Por este motivo, se ha establecido que, en los ensayos de compresión, la esbeltez de las probetas sea superior a 2. Obert, Windes y Duvall (1946) establecieron la siguiente fórmula que liga la resistencia de la probeta con su esbeltez:

$$R_0 = R_1\left(0{,}778 + 0{,}222\frac{D}{L}\right) \tag{2.18}$$

donde,

R_0 = resistencia de una probeta de longitud diferente del diámetro.
R_1 = resistencia de una probeta longitud igual al diámetro (D/L=1)
D = diámetro de la probeta.
L = longitud de la probeta

Según esta fórmula, cuanto mayor es la esbeltez de la probeta menor es su resistencia, pero la reducción de resistencia por ese motivo nunca puede superar el 22,2%, con respecto a la probeta cúbica.

En línea con lo que se acaba de exponer, Brook, N. (1993) propuso la siguiente fórmula para calcular la resistencia, R, de una probeta de relación $\frac{D}{L} = 0{,}5$ a partir de los resultados de ensayos de compresión simple con probetas de esbeltez diferente a la indicada:

$$R_0 = R\left(0{,}875 + 0{,}250\frac{D}{L}\right) \tag{2.19}$$

donde,

R = Resistencia de una probeta de relación $\frac{D}{L} = 0{,}5$

De esta fórmula se deduce que, respecto a la probeta de esbeltez dos, la disminución de resistencia por aumento de la esbeltez no puede rebasar el 12,5%.

Se ha observado experimentalmente que en probetas de esbeltez y geometría similar, la resistencia a compresión simple varía con el volumen de la muestra; generalmente la resistencia disminuye al aumentar el volumen. La explicación de este hecho parece estar en la distribución, número y tamaño de las microgrietas de la roca; cuanto mayor es el tamaño de la muestra mayor es la probabilidad de que existan microfisuras con las características apropiadas para favorecer la rotura de la roca. Hoek y Brown (1980) proponen la siguiente

ecuación para describir la relación existente entre la resistencia a compresión uniaxial y el diámetro de la probeta, para diámetros comprendidos entre 10 y 200 mm:

$$\sigma_c = \sigma_{c50}\left(\frac{50}{d}\right)^{0,18} \tag{2.20}$$

donde,

σ_{c50} es la resistencia a compresión uniaxial de una probeta de 50 mm de diámetro.

En los ensayos de compresión de la mayor parte de las rocas la velocidad de carga anteriormente señalada como apropiada, o sea, 0,5 a 1 MPa/s, puede ser alterada ligeramente sin que se produzcan variaciones en los resultados. Sin embargo, en las rocas evaporíticas: como la sal común y la silvinita, es conveniente realizar los ensayos con una velocidad de carga constante, dentro del rango mencionado, ya que dichas rocas presentan de forma acusada el fenómeno de fluencia bajo carga constante ("creep") y su resistencia depende en alto grado del tiempo que dure el ensayo.

En general, en los ensayos de compresión simple no es posible observar el comportamiento de la probeta después de que alcanza su resistencia máxima, ya que en este momento se produce la rotura de la roca de forma explosiva. Como se expondrá más adelante, esto es debido a que la rigidez de la prensa es considerablemente inferior a la de la probeta, lo cual da lugar, a una liberación rápida de la energía elástica almacenada en la prensa en cuanto se sobrepasa la resistencia máxima de la roca, que no puede ser absorbida por ésta.

Durante el ensayo de compresión uniaxial se puede determinar también el módulo de Young y el coeficiente de Poisson de la roca. Para ello es necesario medir las deformaciones axiales y laterales de la probeta durante el proceso de carga, lo cual se realiza generalmente mediante cuatro bandas extensométricas, dos axiales y dos laterales, que se pegan directamente sobre la roca; las dimensiones de las bandas deben corresponder al tamaño de grano de la roca. El tramo de las curvas tensión-deformación axial y radial en el que se deben calcular dichos parámetros elásticos es la recta comprendida entre el final del cierre de las microfisuras y el umbral de fisuración. Teóricamente, éste es el único tramo recto de los diagramas tensión–deformación axial y tensión–deformación lateral. La pendiente de la primera de estas rectas es el módulo de Young y la relación entre la pendiente de la segunda y la de la primera es el coeficiente de Poisson.

2.6. Ensayo de carga puntual (ensayo Franklin)

Algunas veces no se dispone de material para preparar probetas adecuadas para los ensayos de compresión simple. También puede suceder que el número de ensayos que haya que realizar sea grande y que éstos tengan que llevarse a cabo "in situ". En ambos casos, el ensayo de carga puntual puede sustituir al de compresión simple.

El ensayo de carga puntual consiste en romper un trozo de roca entre dos puntas cónicas de acero endurecido (ver Figura 2.7). Las muestras que se colocan entre dichas puntas pueden

ser de cualquier forma, pero es conveniente que su diámetro no sea inferior a unos de 50 mm, ya que, como se ha indicado anteriormente, el volumen de la probeta influye en su resistencia. Los puntos de aplicación de la carga deben estar al menos a 0,7 D de cada uno de los bordes de la probeta. La fuerza P necesaria para romper la muestra se puede obtener leyendo el manómetro de la bomba manual que produce la presión requerida para dicha rotura. El índice de carga puntual se calcula mediante la siguiente expresión:

$$I_s = \frac{P}{D_e^2} \tag{2.21}$$

donde,

D_e es el diámetro equivalente de la probeta.

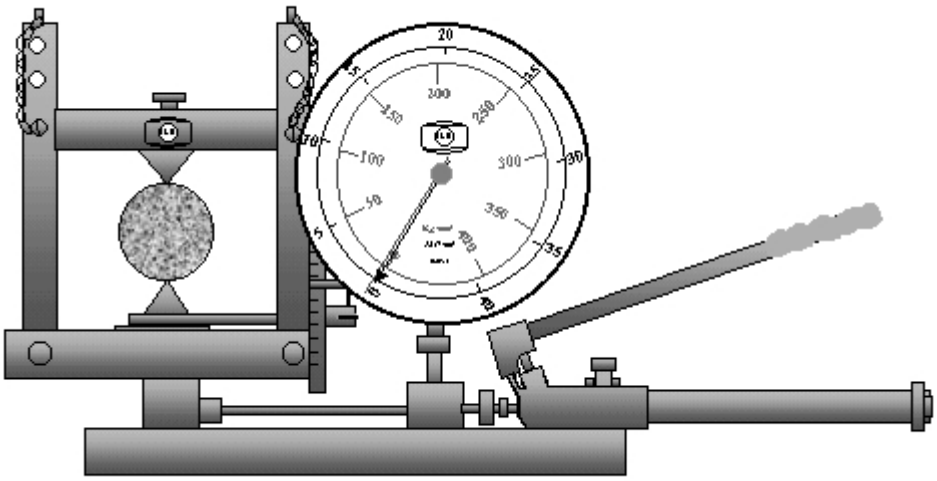


Figura 2.7. Ensayo de carga puntual mediante la prensa Franklin.

El diámetro equivalente se puede calcular mediante la siguiente expresión:

$$D_e^2 = \frac{4}{\pi} WD \tag{2.22}$$

donde,

W = anchura media de la muestra (semisuma de sus anchuras máxima y mínima).

D = distancia entre las puntas de los conos en el momento de la rotura.

Cuando el valor de D_e es distinto de 50 mm es conveniente hacer una corrección para eliminar la influencia del tamaño en la resistencia de la probeta. Esta corrección, que permite obtener el $I_{S(50)}$, se puede efectuar utilizando la siguiente fórmula:

$$I_{s(50)} = \left(\frac{D}{50}\right)^{0,45} I_s \qquad (2.23)$$

Broch y Franklin (1972) encontraron una correlación entre el $I_{s(50)}$ y la resistencia a compresión simple de la roca. Esta relación es la siguiente: $\sigma_c = 24\, I_{s(50)}$. No obstante, en algunas rocas el coeficiente multiplicador difiere mucho del anteriormente indicado.

Brock (1993) ha propuesto también una relación entre la resistencia a tracción T_0 y el índice de carga puntual $I_{s(50)}$: $T_0 = 1{,}5\, I_{s(50)}$. Según esto la relación media entre las resistencias a compresión y a tracción de las rocas sería de 16.

En este ensayo la rotura de la roca se produce entre las dos puntas del aparato. Cuando las rocas son muy anisótropas, es decir, cuando contienen numerosas superficies de debilidad, la orientación de éstas con respecto al plano de rotura es muy importante. Para conseguir que los resultados de los ensayos realizados con un mismo tipo de roca sean comparables, es necesario que las discontinuidades se encuentren siempre en la misma posición con respecto al eje que une las dos puntas del aparato.

Hay que tener en cuenta que los resultados de estos ensayos tienen normalmente una dispersión muy grande, por lo que es necesario hacer muchos para obtener datos fiables. El índice de carga puntual es muy útil para clasificar las rocas, sin embargo, cuando se trata de casos en los que es muy importante conocer la resistencia a compresión uniaxial de la roca, por ejemplo en el cálculo de la resistencia de pilares, es conveniente recurrir a los ensayos convencionales.

La clasificación de las rocas según su resistencia a compresión uniaxial, propuesta por la Sociedad Internacional de Mecánica de Rocas (Brown, 1981), es la siguiente:

Resistencia (MPa)	Clasificación
>250	Extremadamente alta
100-250	Muy alta
50-100	Alta
25-50	Media
5-25	Baja
1-5	Muy baja
0,25-1	Extremadamente baja

2.7. Ensayo triaxial

Este ensayo es imprescindible para estudiar la resistencia de las rocas sometidas a un estado triaxial de tensiones, que es la situación en que se encuentran con mayor frecuencia en las

obras de ingeniería. Aunque por el nombre del ensayo se podría suponer que la roca se somete a tres tensiones principales distintas, en realidad no es así. Lo que se realiza normalmente es un ensayo biaxial en el cual las dos tensiones principales menores, es decir, σ_2 y σ_3, son iguales.

Este ensayo se lleva a cabo en probetas cilíndricas que se preparan de manera similar a las utilizadas en los ensayos de compresión simple. La probeta se rodea de una camisa de goma y se coloca dentro de una célula en la que se puede introducir líquido a presión, normalmente aceite o agua. La camisa tiene por objeto impedir el contacto de la roca con dicho líquido y debe ser suficientemente flexible para que la presión del líquido se transmita a la roca. La tensión axial principal, σ_1, se ejerce sobre la probeta mediante dos cilindros de acero que pasan a través de la cara superior e inferior de la célula. Habitualmente no se utilizan equipos de medición de presión de poro en este ensayo, ya que en la mayor parte de las rocas son poco porosas, por lo que las presiones intersticiales suelen tener poca importancia en ellas; dada la velocidad con que se aplica la tensión axial no hay tiempo, en general, para que la probeta drene completamente durante el ensayo, lo que puede producir un incremento de las presiones intersticiales. Las deformaciones axial y circunferencial de la muestra se suelen medir, a veces, mediante bandas extensométricas pegadas a la superficie de la misma.

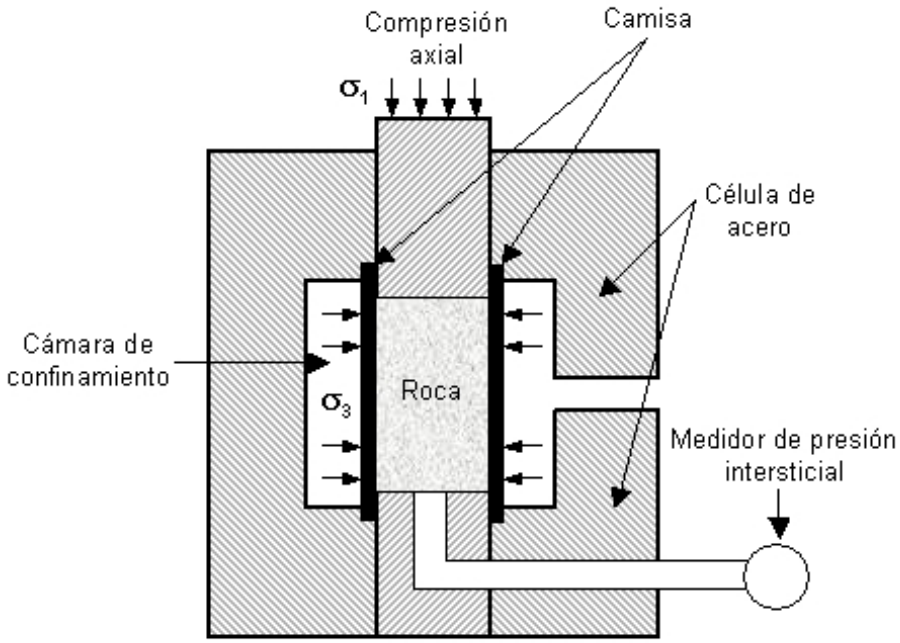


Figura 2.8. Esquema del ensayo de compresión triaxial

Para llevar a cabo los ensayos triaxiales, además de la célula, es necesario, según se muestra en la Figura 2.8, una prensa convencional y una bomba capaz de generar la presión de confinamiento y mantenerla constante durante la prueba. Los gráficos que se muestran en la Figura 2.4 representan los resultados de un ensayo triaxial normal.

En este ensayo es habitual aplicar en primer lugar la presión lateral de confinamiento, que se mantiene constante, y a continuación ir subiendo la presión axial hasta que se produce la

rotura. Esta trayectoria de las tensiones no es, en la mayoría de los casos, la que tiene lugar en un macizo rocoso cuando se efectúa en él una excavación subterránea o a cielo abierto. Sin embargo, como demostraron Swanson y Brown (1971), en el dominio elástico la trayectoria de tensiones no influye en el resultado final, es decir, la resistencia de la roca sometida a un estado triaxial de tensiones es independiente del camino que hayan seguido éstas para llegar a la rotura.

2.8. Ensayos para determinar la resistencia a tracción

El ensayo que más se utiliza con este fin es el denominado ensayo brasileño, el cual se practica comprimiendo una probeta cilíndrica de roca. Si se somete un cilindro de roca de longitud aproximadamente igual a su radio a una compresión diametral se rompe a lo largo de dicho diámetro como consecuencia de las tensiones de tracción que se generan en dirección perpendicular al mismo (ver Figura 2.9). Haciendo un estudio de la distribución de tensiones en un disco al que se aplica una carga diametral, se demuestra que a lo largo del diámetro, excepto cerca de la periferia, se genera una tensión horizontal uniforme cuyo valor es:

$$\sigma_t = \frac{2P}{\pi \, \mathrm{D} \, \mathrm{t}} \tag{2.24}$$

donde,

- P es la fuerza de compresión ejercida sobre el disco
- D es el diámetro del disco
- t es el espesor del disco, es decir, la altura del cilindro

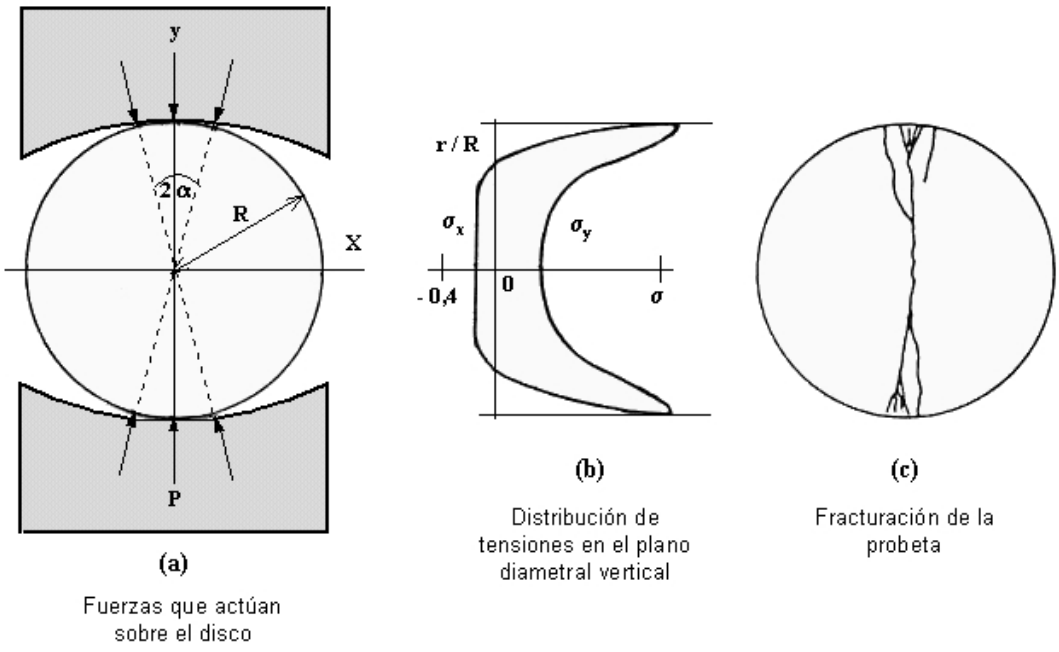


Figura 2.9. Ensayo indirecto de tracción (brasileño)

Hay que tener en cuenta, sin embargo, que existen también tensiones compresivas que actúan según el plano diametral del disco a lo largo del cual se aplica la carga. Estas tensiones tienen un valor en el centro del disco igual a tres veces la tensión de tracción y van aumentando progresivamente hacia la periferia del cilindro. Teóricamente, si el contacto entre las placas de la prensa y el disco fuera puntual, las fuerzas de compresión alcanzarían en dicho punto un valor infinito. Por este motivo, la norma para este ensayo prescribe que las placas de la prensa en contacto con la roca deben tener una curvatura proporcional al radio del disco.

Aunque, como se acaba de exponer, existen tensiones de compresión y de tracción actuando sobre el disco, como en el centro del mismo la relación entre ellas es de 3, muy inferior a la que existe normalmente entre las resistencias a compresión y tracción de las rocas, la rotura se producirá a tracción.

El ensayo brasileño es más fácil de realizar que el de tracción directa, que se utiliza muy poco; sin embargo, la resistencia que se obtiene en él es superior a la que proporciona la tracción directa. Esto es debido a la presencia de microfisuras, las cuales producen un debilitamiento mayor de la roca cuando se ejerce sobre ella una tracción directa que cuando se la somete al campo de tracciones del ensayo brasileño, o sea, a una combinación de tracción y compresión.

Otro ensayo que se emplea también frecuentemente para estudiar la resistencia a tracción de las rocas es el de flexión (ver Figura 2.10).

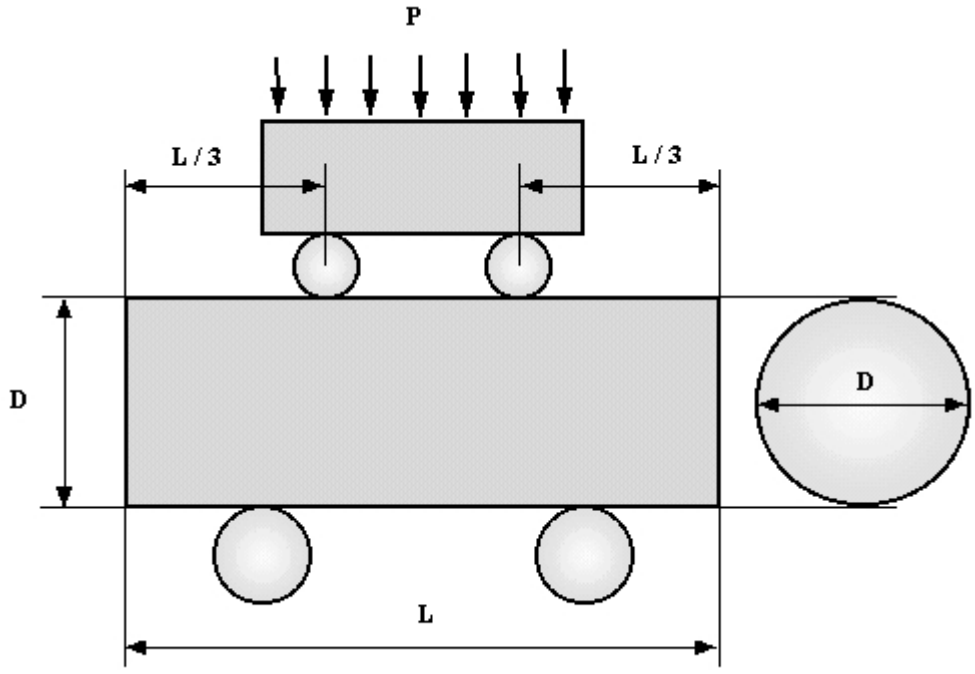


Figura 2.10. Esquema del ensayo de flexión

Normalmente este ensayo se realiza con cuatro puntos de contacto entre el dispositivo de carga y el cilindro de roca y permite ensayar directamente testigos de sondeos. Los dos puntos de apoyo del testigo se encuentran cerca de los extremos de la probeta y los dos puntos de

carga se sitúan en su parte central, a distancias iguales del medio de la probeta. Esta disposición da lugar a un momento de flexión uniforme en el centro de la muestra. La resistencia a tracción de la roca se puede calcular a partir de la teoría de la viga simplemente apoyada, mediante la fórmula siguiente:

$$T = \frac{16\ P \cdot L}{3\ \pi\ D^3} \tag{2.25}$$

donde,

- P es la carga de rotura, aplicada a una distancia L/3 de cada uno de los apoyos del testigo.
- L es la longitud entre los apoyos del testigo.
- D es el diámetro del testigo.

Generalmente, la resistencia a tracción obtenida a partir de la flexión suele ser de dos a tres veces mayor que la resistencia a tracción directa, de donde se deduce que la resistencia a tracción de una roca depende del tipo de ensayo que se utilice para estimarla.

La relación entre la resistencia a compresión uniaxial y la resistencia a tracción de las rocas es muy variable. En los esquistos, por ejemplo, esta relación puede ser tan baja como 5,5, mientras que en la diorita puede alcanzar 16, o sea, tres veces más aproximadamente.

2.9. Tensión efectiva, hinchamiento y alterabilidad de las rocas

2.9.1. Tensión efectiva

Prácticamente todas las rocas poseen poros y fisuras que pueden estar o no interconectados, aunque en la mayoría de las rocas la porosidad es muy pequeña. Cuando los poros están comunicados el agua y el aire pueden circular por ellos y producir cambios en el comportamiento de la roca, principalmente en su deformabilidad y resistencia. En caso contrario, la influencia del agua se reduce considerablemente. Las rocas sedimentarias y las volcánicas son, en general, las más porosas y en ellas suelen existir pequeños canales que comunican unos poros con otros. En las rocas plutónicas la porosidad suele ser pequeña, inferior al 1% aproximadamente, y no existen dichos canales pero hay microfisuras.

El concepto de la tensión efectiva fue introducido por Terzaghi en 1923, el cual estableció que la resistencia de los suelos saturados, así como su cambio de volumen al ser comprimidas, no dependen de la tensión total aplicada sino de la tensión efectiva σ', dada por la diferencia entre la tensión total aplicada σ y la presión de poro u, es decir:

$$\sigma' = \sigma - u \tag{2.26}$$

Esta teoría es aplicable a las rocas siempre que su estructura porosa esté interconectada y la velocidad de aplicación de la carga sea suficientemente baja para permitir que la presión del

fluido interno se equilibre en los poros. Cuando las rocas tienen muy poca permeabilidad, se requiere velocidades de aplicación de la carga extremadamente bajas para lograrlo, por lo que puede que no se cumpla este principio.

Hay que aclarar que la tensión de corte τ no se ve afectada por la presión de poro u, ya que dicha tensión es función de la diferencia entre las tensiones principales mayor y menor.

$$\sigma_1^{'} = \sigma_1 - u \tag{2.27}$$

$$\sigma_2^{'} = \sigma_2 - u \tag{2.28}$$

$$\tau = f\left(\sigma_1^{'} - \sigma_2^{'}\right) = f_1\left(\sigma_1 - \sigma_2\right) \tag{2.29}$$

2.9.2. Hinchamiento y alterabilidad

Se denomina hinchamiento al aumento del volumen de una roca producido por un incremento de humedad, favorecido por una modificación del estado tensional, normalmente una distensión o relajación. La compresión necesaria para impedir que dicho hinchamiento tenga lugar puede ser grande. Este fenómeno se debe generalmente a la fijación de agua por los minerales hidrófilos contenidos en las rocas, principalmente arcillas de tipo montmorillonita; también pueden tener lugar por cambios químicos, por ejemplo, al transformarse la anhidrita (Ca SO_4) en yeso (Ca SO_4 $2H_2O$). Las montmorillonitas son minerales arcillosos que se encuentran en muchas rocas sedimentarias: lutitas, limolitas, margas, etc.; también se suelen hallar en las milonitas de fallas, en los rellenos kársticos y en los productos de alteración de rocas magmáticas o metamórficas.

El hinchamiento de las rocas arcillosas se produce como consecuencia de la interacción de las moléculas de agua con las superficies de los minerales arcillosos, según se acaba de indicar. En dichas superficies se pueden formar dos tipos de capas de hidratación: una sola capa de agua con un espesor del orden de 1 nm y dos capas con un grosor de 10 a 20 nm (Seedsman 1993). Cuando el mineral arcilloso es del grupo de las caolinitas, las fuertes uniones en los granos minerales impiden que el agua interaccione con las superficies intergranulares, por lo que el volumen ocupado por el agua es proporcionalmente menor, ya que ésta sólo se adhiere a las superficies externas de los granos y éstos son voluminosos. En las ilitas de granos finos, aunque también el agua se adhiere sólo a las superficies externas, el porcentaje de agua puede ser muy importante debido al menor tamaño de grano. En las montmorillonitas sucede más bien que, debido a la debilidad de las fuerzas que unen las capas individuales de mineral, el agua se introduce entre ellas dando lugar a un fuerte hinchamiento, como consecuencia del gran volumen de agua adherida.

Cuando una roca que contiene minerales arcillosos propensos al hinchamiento es descomprimida como consecuencia de una excavación, la reducción de las tensiones totales y el drenaje que experimenta dan lugar a un efecto de succión en los poros. Si dicha roca vuelve a quedar saturada, lo cual puede verse facilitado por la apertura de fisuras que produce la descompresión, las presiones de poro negativas desaparecen y la roca aumenta de volumen. Las tensiones de tracción producidas por el hinchamiento pueden conducir a la rotura del

cemento que une las partículas minerales y controla la resistencia de la roca. Como consecuencia se producen daños en la estructura de la roca, consistentes principalmente en la apertura y prolongación de microfracturas, que la pueden conducir a un estado de resistencia residual.

La inmersión instantánea de una roca parcialmente saturada da lugar a un aumento de la presión del aire en los poros debido a la entrada del agua en ellos, por lo que las rocas arcillosas que se han secado y han sido después saturadas de agua, pueden fisurarse como consecuencia de la compresión del aire de los poros si la saturación es muy rápida.

Es un hecho probado que la resistencia de prácticamente todas las rocas disminuye al aumentar la humedad, disminución que puede llegar al 50%. Esta reducción de resistencia de la roca puede ser debida a la disminución de la energía superficial que se produce como consecuencia de la absorción de agua en las superficies de las microgrietas. En las rocas arcillosas, la bajada de resistencia debida a la presencia de agua puede estar producida por la sustitución de los fuertes enlaces sílice-oxígeno de los silicatos por los más débiles enlaces de hidrógeno (Seedsman, 1993).

Otra causa de reducción de resistencia en las rocas arcillosas que contienen montmorillonita al humedecerse es el hinchamiento que experimentan; un efecto similar se produce al pasar la anhidrita a yeso. Cuando las rocas arcillosas están sometidas alternativamente a cambios humedad–sequedad, la expansión–retracción que experimentan puede dar lugar al alargamiento de las microgrietas y a la larga a la desintegración de la roca. La resistencia de las rocas a la desintegración o a la alteración cuando se las somete a ciclos de humedad y sequedad es un factor de suma importancia a la hora de diseñar taludes o sostenimientos de túneles y galerías.

2.9.3. Ensayos

La susceptibilidad al hinchamiento de una roca se puede detectar mediante los siguientes experimentos:

- Sumergiendo una muestra de roca en agua y observando la rapidez con la que se produce su desmoronamiento (“jar slake test”).
- Mediante el ensayo de azul de metileno para caracterizar la superficie específica y el carácter arcilloso del material.
- Realizando un análisis mineralógico por R.X. para conocer los minerales arcillosos y la anhidrita y el yeso presentes en la muestra.
- Humedades de saturación de 6,5% y 17% en las rocas arcillosas pueden servir para delimitar las de alta, intermedia y baja durabilidad.

La Sociedad Internacional de Mecánica de Rocas (SIMR) (Brown, 1981) propone tres ensayos de laboratorio para caracterizar el hinchamiento de las rocas:

1. Medida de la presión axial de hinchamiento a volumen constante.

2. Medida de la deformación axial de hinchamiento en una muestra de roca confinada lateralmente y sometida a cargas axiales constantes.
3. Medida de la deformación de hinchamiento libre en dirección axial y radial.

Los ensayos 1 y 2 se realizan con el aparato que se muestra en la Figura 2.11.

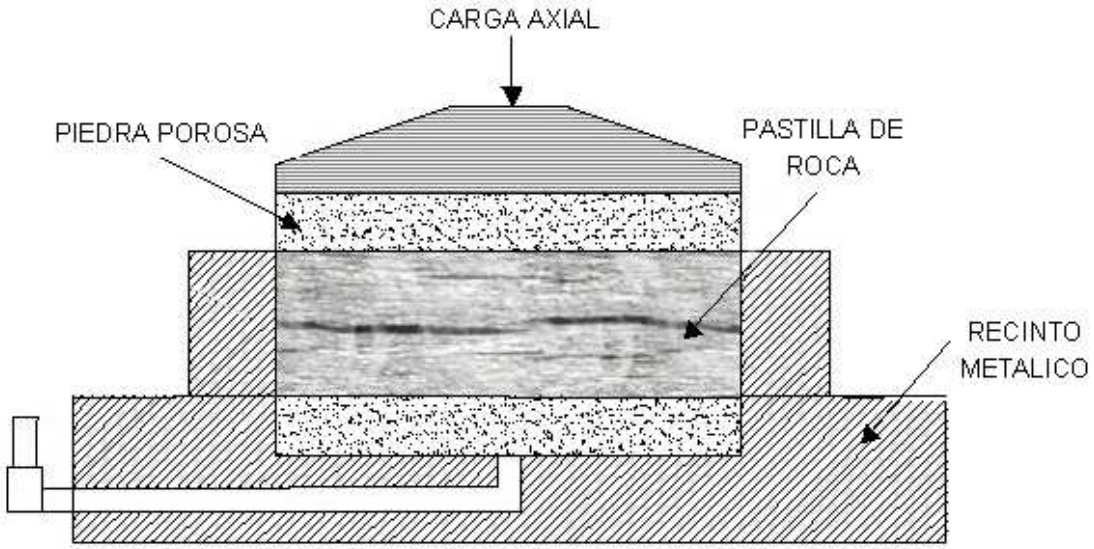


Figura 2.11. Célula y muestra de roca preparadas para los ensayos de hinchamiento confinado

En la práctica, se aconseja realizar en primer lugar el ensayo de hinchamiento a volumen constante, que proporciona la presión axial de hinchamiento. A continuación se aconseja efectuar la medida de la deformación axial en función de la presión axial, iniciando el ensayo con una presión axial aproximadamente equivalente a la presión de hinchamiento determinada previamente. Se recomienda hacer un número suficiente de ensayos de hinchamiento ya que se ha constatado que la dispersión de los resultados obtenidos es grande. El potencial de hinchamiento de una roca puede variar grandemente según se mida en dirección paralela o perpendicular a los planos de estratificación, por lo que conviene realizar los ensayos por lo menos en estas dos direcciones para poder caracterizar correctamente una roca.

Las presiones de hinchamiento pueden ser muy variables según los materiales; se han determinado valores de varios MPa en algunas margas.

Otro ensayo recomendado por la SIMR (“slake durability test”) permite determinar la resistencia de la roca a la alteración y desintegración al estar sometida a ciclos sucesivos de inmersión en agua y secado. Para realizar el ensayo se introduce la muestra de roca en un cilindro metálico cuya superficie lateral es de rejilla de alambre, con una abertura de malla de 2 mm. El cilindro tiene una longitud de 100 mm y un diámetro de 140 mm y debe estar preparado para soportar temperaturas de 105ºC durante 12 horas, sin sufrir deformación. El cilindro se sitúa en una cubeta, quedando una distancia de 40 mm entre la rejilla lateral y la base de la cubeta: ésta se encuentra unida a una superficie fija. En la Figura 2.12 se muestra un esquema del cilindro y de la cubeta (Brown, 1981). Además, se necesita un horno que pueda alcanzar y mantener una temperatura de 105ºC durante un período de 12 horas, con una variación máxima de la

temperatura de 3ºC. Para obtener el peso de las muestras de roca, se utiliza una balanza con una precisión de medio gramo.

El procedimiento operativo es el siguiente:

Se seleccionan 10 trozos representativos de roca, cuyo peso debe estar comprendido entre 40 y 60 gr cada uno, hasta totalizar 450 a 550 gr. El tamaño máximo de grano en los trozos seleccionados no debe exceder de 3 mm. Los trozos de roca que se van a ensayar tienen que ser de esquinas redondeadas, sin angulosidades, para lo cual habrá que tratarlos con una muela cuando sea necesario.

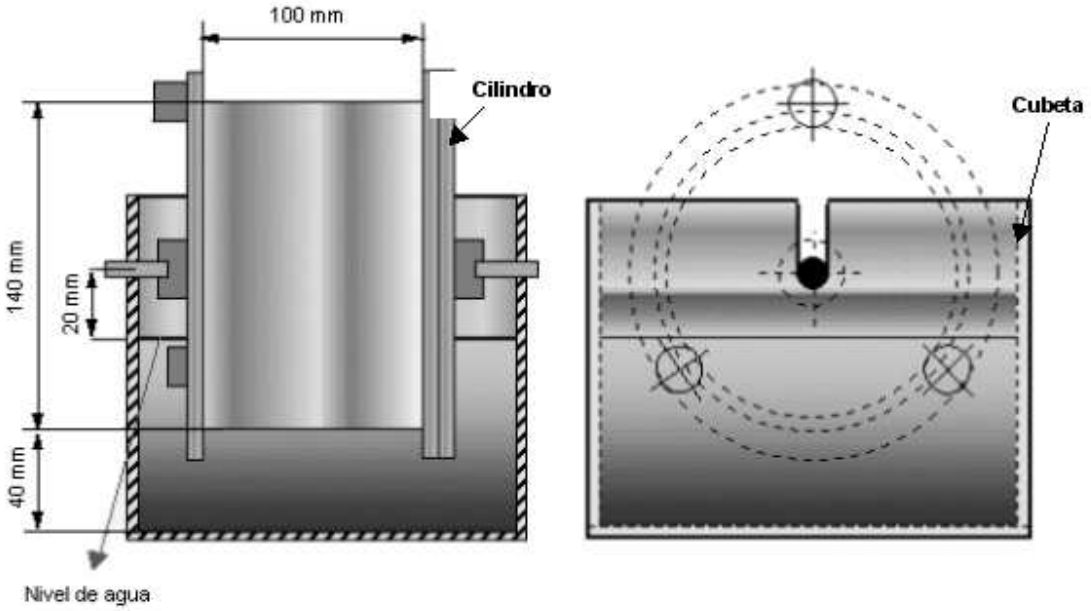


Figura 2.12. Esquema del aparato para medir la durabilidad

- La muestra de roca se introduce en el cilindro y se deja secar en el horno a una temperatura de 105ºC durante un período de 2 a 6 horas.

- A continuación se obtiene el peso A del cilindro con la muestra en su interior. Después de esperar cierto tiempo hasta que se enfríe el cilindro, éste se introduce en la cubeta y se vierte en ella agua a 20ºC hasta alcanzar un nivel a 20 mm por debajo del eje horizontal del cilindro. Se hace girar el cilindro un total de 200 revoluciones durante 10 minutos. Acto seguido se extrae el cilindro de la cubeta, se seca a 105ºC y se determina el peso B del cilindro y de los trozos de roca que tiene en su interior.

- Se repite el proceso de introducción del cilindro en la cubeta, se somete a un giro de 200 revoluciones, se seca y se pesa de nuevo, obteniéndose el valor C del peso del cilindro más la fracción de roca que ha quedado en su interior. Por último, se vacía el cilindro, se limpia bien su interior con un cepillo y se obtiene su peso D.

El resultado del ensayo se expresa mediante el "índice de durabilidad", que es la relación entre el peso final y el peso inicial de la muestra expresado en porcentaje. Índice de durabilidad para dos ciclos es: $I_{d\,2} = 100\,(C - D)/(A - D)$.

Conviene aumentar el número de ciclos de ensayo a más de dos en aquellas rocas cuyo índice de durabilidad sea elevado.

La siguiente escala de durabilidad ha sido propuesta por Gamble, 1971:

Valor de $I_{d\,2}$(%)	Resistencia a la alteración
8-30	Muy baja
3-60	Baja
60-85	Media
85-95	Media alta
95-98	Alta
98-100	Muy alta

2.10. Criterios de rotura

Un criterio de rotura es una relación entre tensiones que permite predecir la resistencia de una roca sometida a un campo tensional. En general, los criterios de rotura se refieren a la resistencia de pico aunque también se pueden emplear para la resistencia residual. Los criterios de rotura más utilizados en mecánica de rocas son los de Mohr–Coulomb y Hoek–Brown (1980).

2.10.1. Criterio de rotura de Mohr-Coulomb

Este criterio postula que la resistencia al corte de las rocas tiene dos componentes: cohesión y fricción, siendo esta última dependiente de la tensión efectiva normal sobre el plano de rotura.

Según esta teoría la resistencia al corte que puede desarrollar una roca en un plano que forma un ángulo β con la tensión principal menor, σ_3, (ver Figura 2.13) se puede expresar mediante la fórmula:

$$\tau = c + \sigma_n' \tan \phi \qquad (2.30)$$

donde,

- τ = resistencia al corte
- c = cohesión
- σ'_n = tensión efectiva normal
- ϕ = ángulo de fricción

Si la roca está sometida a tracción en lugar de a cortante, su resistencia estará determinada por el resultado de los ensayos de tracción realizados en el laboratorio con probetas de la roca en cuestión.

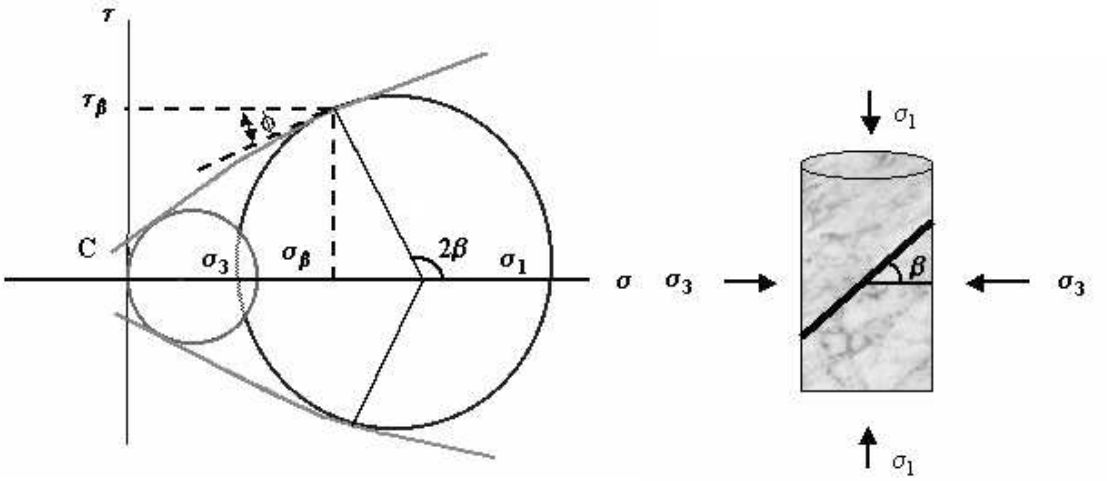


Figura 2.13. Criterio de rotura de Mohr–Coulomb

A partir de las tensiones efectivas principales se pueden obtener las tensiones normal y tangencial en el plano de rotura con la ayuda de la Figura 2.14, mediante las siguientes fórmulas:

$$\sigma_n^{'} = \frac{1}{2}\left(\sigma_1^{'} + \sigma_3^{'}\right) - \frac{1}{2}\left(\sigma_1^{'} - \sigma_3^{'}\right) \cos\ 2\beta \tag{2.31}$$

$$\tau = \frac{1}{2}\left(\sigma_1^{'} - \sigma_3^{'}\right) \sin 2\beta \tag{2.32}$$

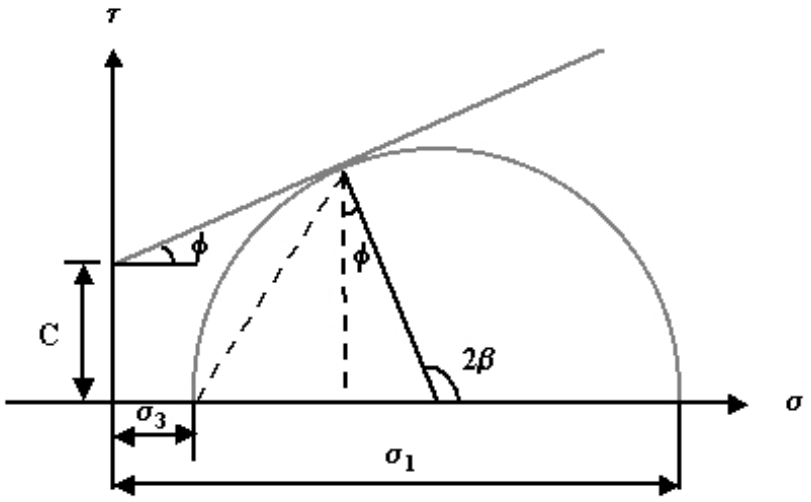


Figura 2.14. Relación entre tensiones principales y cortantes en el criterio de rotura de Mohr–Coulomb.

La construcción del círculo de Mohr en la Figura 2.14 muestra que:

$$\beta = \frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} \tag{2.33}$$

Llevando las ecuaciones (2.31), (2.32) y (2.33) a la ecuación (2.30), se obtiene el criterio de rotura de Mohr–Coulomb expresado en función de las tensiones principales:

$$\sigma_1' = \frac{2c\ \cos\ \phi}{1\text{-sen}\ \phi} + \frac{1+sen\ \phi}{1-sen\ \phi}\sigma_3' \tag{2.34}$$

De esta fórmula se deduce el valor de la resistencia a compresión uniaxial de la roca en función de la cohesión y la fricción:

$$R_0 = \frac{2c\cos\phi}{1-\text{sen}\,\phi} \tag{2.35}$$

La ausencia de la tensión principal intermedia en éste y en otros criterios de rotura se debe a que se ha demostrado que su influencia en la resistencia de la roca es prácticamente despreciable.

Este criterio de rotura supone que la envolvente de los círculos de Mohr correspondientes a las combinaciones críticas de las tensiones principales, o sea, las que dan lugar a la rotura, es lineal. El criterio de Mohr–Coulomb puede ser utilizado para definir tanto la resistencia de pico como la residual. Según este criterio, la rotura se produce cuando, como se expuso anteriormente, la tensión cortante aplicada a la roca iguala a la resistencia friccional de la misma, asociada con la tensión normal en el plano de rotura, más la cohesión. Como no sería razonable extrapolar esta teoría a un caso de tensión normal negativa, pierde su significado cuando la roca se somete a tracción. Por este motivo, cuando se extrapola la recta de Mohr–Coulomb a la región de tensiones normales negativas, es aconsejable interrumpirla al llegar a un valor de σ_3 igual a la resistencia a tracción de la roca obtenida a partir de ensayos de laboratorio (ver Figura 2.15).

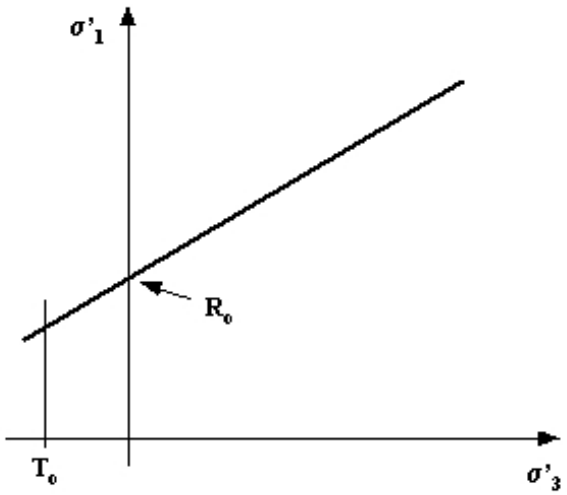


Figura 2.15. Extrapolación de la recta de Mohr-Coulomb a la región de tensiones de confinamiento negativas.

Para representar el criterio de Mohr–Coulomb hay que ajustar una recta que sea tangente a los círculos de rotura obtenidos mediante los ensayos triaxiales. Debido a que diversos factores, inherentes a las rocas y a los propios ensayos, introducen errores en los resultados de éstos, el ajuste no suele tener una solución matemática exacta, ya que habrá círculos de Mohr que son cortados por la recta de Mohr–Coulomb y otros que se aproximen a ella sin ser tangentes ni secantes.

El procedimiento que se recomienda seguir para ajustar la recta es el siguiente:

- Se ajusta una recta (Figura 2.16), por el método de mínimos cuadrados, a los máximos de los círculos de Mohr obtenidos de los ensayos triaxiales, cuyas coordenadas son $\left(\frac{\sigma_1^{'}+\sigma_3^{'}}{2}, \frac{\sigma_1^{'}-\sigma_3^{'}}{2}\right)$. A estas coordenadas se les suele denominar p' y q respectivamente (Lambe y Whitman, 1964).
- La pendiente (a) de esta recta, de ecuación $q = ap^{'} + b$, es el seno del ángulo de fricción, o sea: $\phi = \text{arc sen a}$
- La cohesión se puede obtener, a partir de la ordenada en el origen de la recta (b), mediante la fórmula: $C = \frac{b}{\cos\phi}$.

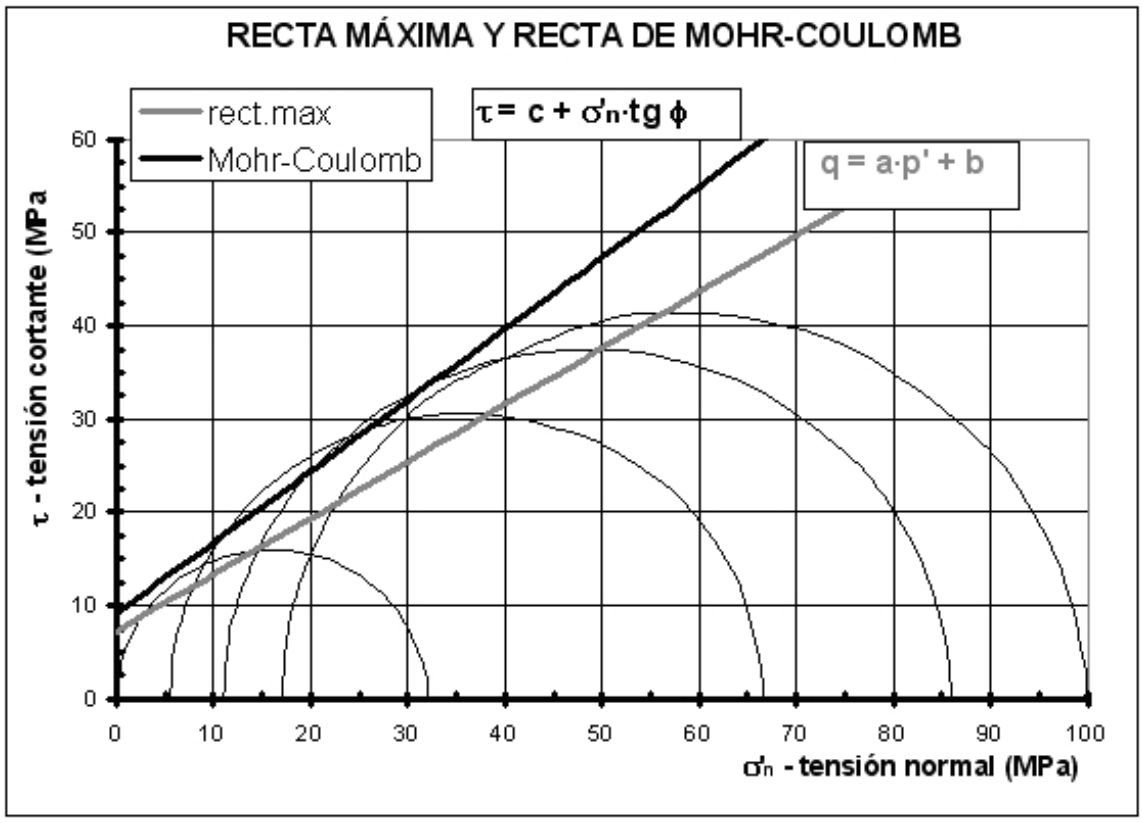


Figura 2.16. Ejemplo de ajuste de la recta máxima y la de Mohr–Coulomb a varios ensayos.

2.10.2. Criterio de rotura de Hoek-Brown

El criterio de rotura de Hoek-Brown (1980) fue propuesto inicialmente para ser utilizado en el diseño de excavaciones subterráneas en macizos rocosos resistentes. Las propiedades de las rocas que se incluyen en el mismo cuando se aplica para determinar su resistencia en los ensayos de laboratorio, son las siguientes:

- Resistencia a compresión simple, σ_{ci}.
- Constante de material rocoso m_i.

Cuando se trata de macizos rocosos en lugar de rocas, a estos dos parámetros hay que añadir otros dos más, incluso un tercero cuando el macizo rocoso ha sido alterado por voladuras o por relajación tensional. Sobre estos tres parámetros suplementarios, que se describen en un capítulo posterior, se tratará cuando se estudien las propiedades mecánicas de los macizos rocosos.

La ecuación de Hoek–Brown para los materiales rocosos, o sea, las probetas de laboratorio es la siguiente:

$$\sigma_1' = \sigma_3' + \sigma_{ci}\left(m_i \frac{\sigma_3'}{\sigma_{ci}} + 1 \right)^{0,5} \tag{2.36}$$

donde,

σ_1' = tensión efectiva principal máxima

σ_3' = tensión efectiva principal mínima

Las tensiones normal y cortante en el plano de rotura de la probeta se pueden obtener, a partir de las tensiones principales, mediante las siguientes ecuaciones de Balmer (1952):

$$\sigma_n' = \frac{\sigma_1' + \sigma_3'}{2} - \frac{\sigma_1' - \sigma_3'}{2} \cdot \frac{d\sigma_1'/d\sigma_3' - 1}{d\sigma_1'/d\sigma_3' + 1} \tag{2.37}$$

$$\tau = \left(\sigma_1' - \sigma_3'\right) \frac{\sqrt{d\sigma_1'/d\sigma_3'}}{d\sigma_1'/d\sigma_3' + 1} \tag{2.38}$$

donde,

$$d\sigma_1'/d\sigma_3' = 1 + \frac{1}{2} m_i \left(m_i \sigma_3'/\sigma_{ci} + 1 \right)^{0,5} \tag{2.39}$$

Según el criterio de Hoek–Brown (1980) la resistencia a tracción de la roca se puede calcular mediante la siguiente fórmula:

$$\sigma_t = \frac{\sigma_{ci}}{2}\left(m_i - \sqrt{m_i^2 + 4}\right) \tag{2.40}$$

El valor del parámetro σ_{ci}, es decir, la resistencia a compresión simple de la roca se debe obtener a partir de los correspondientes ensayos de laboratorio. Para estimar la constante m_i es conveniente realizar ensayos triaxiales. Si se escribe la ecuación de Hoek–Brown de la forma siguiente:

$$\left(\sigma_1^{'} - \sigma_3^{'}\right)^2 = \mathrm{m_i} \cdot \sigma_{ci}\sigma_3^{'} + \sigma_{ci}^2 \tag{2.41}$$

y se realiza un cambio de variable, un ajuste por mínimos cuadrados permite obtener el valor de m_i a partir de los resultados de los ensayos triaxiales.

También se puede calcular m_i a partir de la siguiente relación:

$$m_i = \frac{\sigma_{ci}}{\sigma_t} - \frac{\sigma_t}{\sigma_{ci}} \tag{2.42}$$

o sea, conocidas las resistencias a tracción y compresión uniaxial de las probetas de roca, mediante los correspondientes ensayos de laboratorio.

El valor del parámetro m_i se puede estimar en primera aproximación a partir de la Tabla 2.2.

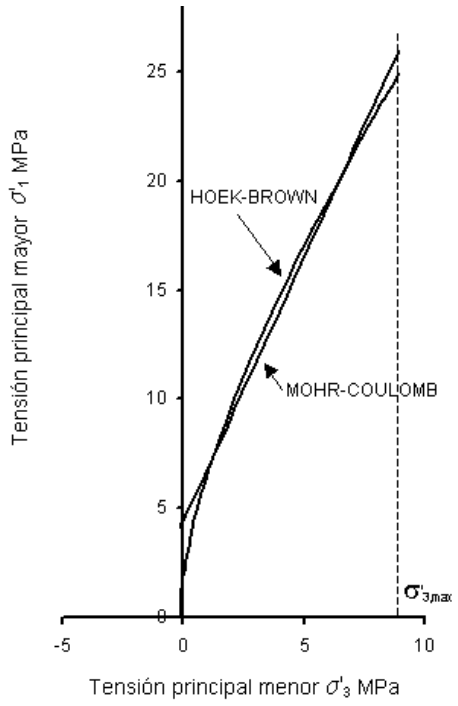


Figura 2.17. Relación entre los criterios de rotura de Hoek-Brown y Mohr-Coulomb para $0 < \sigma_3^{'} < \sigma_{3\max}^{'}$.

Tabla 2.2. Tabla estimación de la constante m_i del material intacto en función del tipo de roca, según Hoek et al., 1994. Los parámetros entre paréntesis son aproximados.

Tipo de roca	Clase	Grupo	Textura			
			Gruesa	Media	Fina	Muy fina
SEDIMENTARIAS	Clásticas		Conglomerado (22)	Arenisca 19	Limolita 9	Argilita 4
			← Grauwaca (18) →			
	No clásticas	Orgánicas	← Creta(18) →			
			← Carbón (8-21) →			
		Carbonatadas	Brecha (20)	Caliza Esparítica (10)		Caliza Micrítica 8
		Evaporitas		Yeso 16	Anhidrita 13	
METAMÓRFICAS	No foliadas		Mármol 9	Corneanas (19)	Cuarcita 24	
	Ligeramente foliadas		Migmatita (30)	Anfibolita 31	Milota (6)	
	Foliadas*		Gneiss 33	Esquisto (10)	Filita (10)	Pizarra 9
IGNEAS	Claras		Granito 33		Riolita (16)	Obsidiana (19)
			Granodiorita (30)		Dacita (17)	
	Oscuras		Diorita (28)		Dacita 19	
			Gabro 27	Dolerita (19)	Basalto (17)	
			Norita 22			
	Extrusivas piroclásticas		Aglomerado (20)	Brecha (18)	Toba (15)	

* Los valores de m_i para las rocas con foliación se refieren a resultados de ensayos sobre probetas cortadas de manera que la carga se aplica perpendicularmente al plano de foliación.

Como la mayor parte de los programas de ordenador para geotecnia utilizan el criterio de Mohr–Coulomb, es necesario frecuentemente determinar los ángulos de fricción y las cohesiones de las rocas, dentro de un intervalo de tensiones determinado, partiendo de los parámetros del criterio de Hoek–Brown. Para ello hay que adaptar una línea recta a la curva que representa a la ecuación (2.36), tal como se muestra en la Figura 2.17. Los valores del ángulo de fricción y de la cohesión que se obtienen al hacer que las áreas en exceso y en defecto comprendidas entre la curva y la recta se equilibren son los siguientes:

$$\phi' = \text{arc sen}\left(\frac{3\,m_i\left(1+m_i\,\sigma'_{3n}\right)}{7{,}5+3\,m_i\left(1+m_i\,\sigma'_{3n}\right)^{1/2}}\right) \tag{2.43}$$

$$c' = \frac{\sigma_{ci}\left(2-1/2\,m_i\,\sigma'_{3n}\right)\cdot\left(1+m_i\,\sigma'_{3n}\right)^{-1/2}}{3{,}75\sqrt{1+0{,}8\,m_i\cdot\left(1+m_i\cdot\sigma'_{3n}\right)^{1/2}}} \tag{2.44}$$

donde,

$$\sigma'_{3n} = \sigma'_{3max} / \sigma_{ci} \tag{2.45}$$

El valor de σ'_{3max} es el límite superior de la tensión de confinamiento para el cual se desean relacionar los criterios de rotura de Hoek-Brown y Mohr-Coulomb. Cuando se está estudiando la rotura de una probeta de roca este límite puede establecerse con cierta libertad, mientras que si se trata de un macizo rocoso en el que se ha excavado un túnel o un talud hay que tener en cuenta las tensiones existentes en la obra, como se expondrá más adelante al hablar de los macizos rocosos.

2.11. Propiedades físicas y mecánicas de algunas rocas

En este apartado se presentan los resultados obtenidos por diversos investigadores referentes a algunas propiedades físicas y mecánicas de las litologías que aparecen con más frecuencia en los macizos rocosos.

En la Tabla 2.3 se han agrupado datos de densidad, módulo de Young, coeficiente de Poisson, porosidad y resistencia a compresión, tracción y flexión de varias rocas, obtenidos por los siguientes investigadores: Bieniawski (1974) y Brown (1980), Hoek y Bray (1981) y Brady y Brown (1985).

La Tabla 2.4 recoge datos de algunas características geomecánicas de las rocas del carbonífero español según publicaciones y ensayos realizados en el laboratorio de mecánica de rocas de la ETS de Ingenieros de Minas de Madrid (Ramírez, P. et al., 1985).

En la Tabla 2.5 se presentan datos del ángulo de rozamiento interno de algunas rocas sedimentarias, metamórficas e ígneas, con resistencias a compresión simple comprendidas entre 5 y 400 MPa.

Existen relaciones entre las resistencias a compresión uniaxial de las rocas y sus módulos elásticos, que varían según las litologías. Normalmente el ratio módulo/resistencia es del orden de 300 y varía entre 80 y 500, según se muestra en la siguiente tabla (Pello, 1993):

Tipo de roca	Relación módulo/resistencia
Basalto	200-500
Granito	300-500
Caliza	300-500
Arenisca	100-400
Argilita	80-300

En la Figura 2.18 se presenta un gráfico, de los denominados de Deere–Millar, en el que se relacionan la resistencia a compresión simple y el módulo elástico de las siguientes rocas: cuarcita, gneis, mármol y esquisto, en ambos ejes de este gráfico se han utilizado escalas logarítmicas (Stagg and Zienkiewicz, 1968).

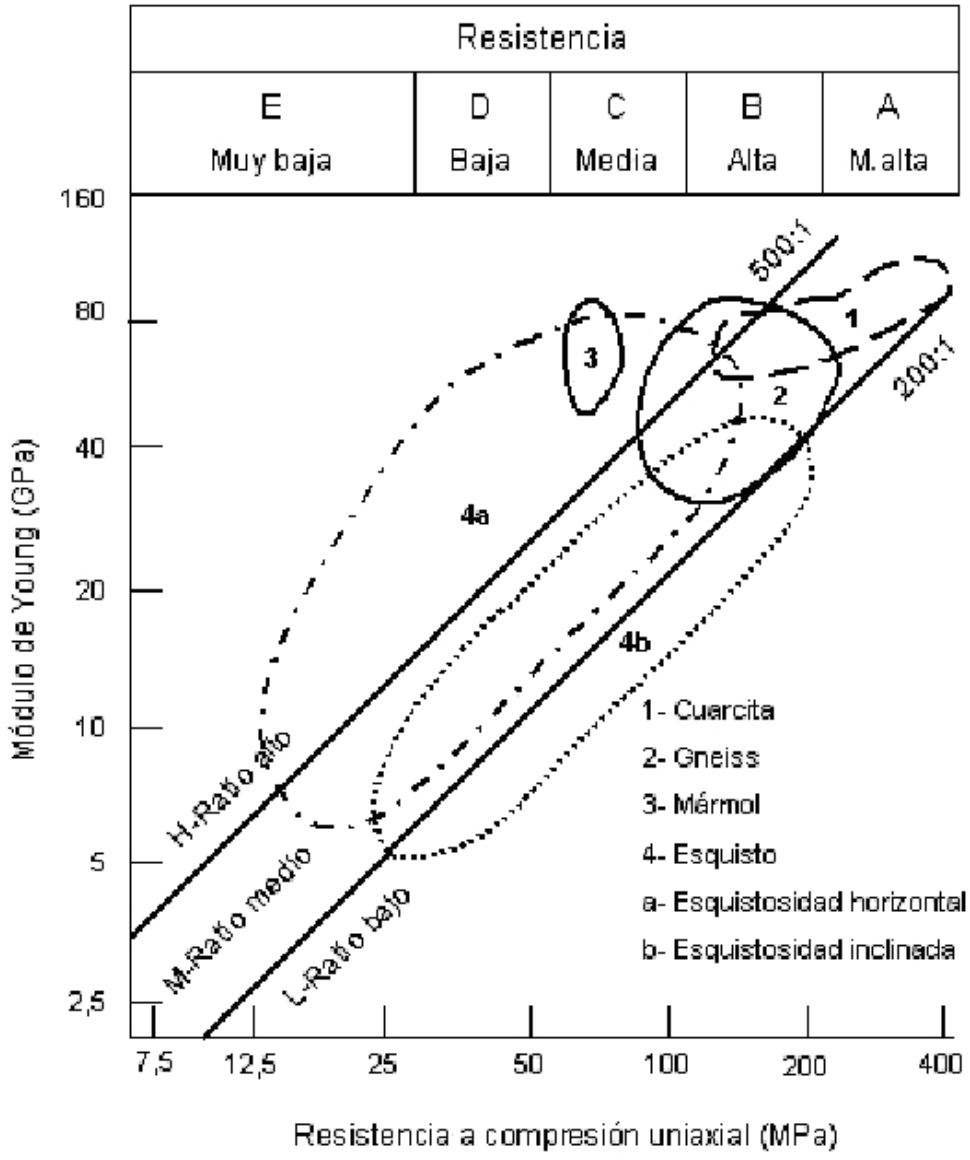


Figura. 2.18. Relación entre los módulos elásticos y las resistencias uniaxiales.

TABLA 2.3. Propiedades físicas y mecánicas de diversas rocas

ROCAS	DENSIDAD (kg/m^3)	MÓDULO DE YOUNG (GPa)	COEFICIENTE DE POISSON	POROSIDAD %	RESISTENCIA A COMPRESIÓN (MPa)	RESISENCIA A TRACCIÓN (MPa)	RESISENCIA A FLEXIÓN (MPa)
Rocas batolíticas							
Granito granodiorita	2500-2750	30-70	0,12-0,25	0,1-2	120-280	4-7	10-20
Gabro	2920-3050	60-100	0,12-0,25	2-5	150-200	5-8	10-22
Rocas extrusivas							
Riolitas	2450-2600	10-20	0,1-0,2	0,4-4	80-160	5-9	10-22
Dacita	2500-2750	8-18	0,09-0,2	0,5-5	80-160	3-8	9-20
Andesita	2300-2750	12-35	0,11-0,2	0,2-8	40-320	5-11	13-25
Basalto	2750-3000	20-100	0,14-0,2	0,2-1,5	30-420	6-12	14-26
Diabasa	2900-3100	30-90	0,12-0,2	0,3-0,7	120-250	6-13	12-26
Tobas volcánicas	1300-2200	-------	0,1-02	8-35	5-60	0,5-4,5	3-8
Rocas sedimentarias							
Arenisca	2100-2500	15-17	0,07-0,12	1-8	10-120	1,5-6	4-16
Caliza de grano fino	2600-2850	50-80	0,1-0,2	0,1-0,8	50-200	4-7	5-15
Caliza de grano grueso	1550-2300	-------	0,12	2-16	4-60	1-3,5	2,5-7
Caliza	1550-2500	-------	0,07-0,12	1,5-6	49-200	1,5-5	3-9
Dolomita	2200-2700	20-30	0,08-0,2	0,2-4	15-200	2,5-6	4-16
Esquistos	2450-2750	-------	-------	0,2-0,4	-------	-------	20-30
Rocas metamórficas							
Mármol	2650-2750	60-90	0,11-0,2	0,1-0,5	50-180	5-8	8-12
Gneis	2600-2780	25-60	0,09-0,2	1-5	80-250	4-7	8-20

TABLA 2.4. Resistencias de algunas rocas del Carbonífero español

CUENCA	ROCA	RESISTENCIA A COMPRESIÓN UNIAXIAL (MPa)	RESISTENCIA A TRACCIÓN (BRASILEÑO) (MPa)
ALLER Paquetes San Antonio y Generalas	Pizarra	80	6,3
	Arenisca	139	7,5
	Arenisca de grano fino	142	---
	Arenisca de grano medio	132	---
CAUDAL Pozo Montsacro-Techo capa 8ª	Arenisca	122	17
	Pizarra	44	7
CAUDAL Pozo Polio	Arenisca	109	10
	Arenisca arcillosa	68	6
	Pizarra	---	6
TURÓN Pozo San Antonio	Pizarra muro Jacoba	71	6,9
	Arenisca muro Jacoba	106	7,6
	Pizarra techo Jacoba	86	7,3
	Arenisca techo Jacoba	110	7,2
	Pizarra muro Turca	79	5
	Arenisca muro Turca	111	10,2
	Pizarra techo Turca	50	4,2
	Arenisca techo Turca	121	8,8
TURÓN Pozo Santa Bárbara	Pizarra arenosa	70	10
LEÓN Santa Lucía	Caliza devónica	113	---
	Caliza devónica alterada	90	---
	Pizarras muy fuertes	87	---
	Pizarras fuertes	60	---
	Pizarras medias	38	---
	Pizarras flojas	15	---
	Cuarcitas	230	---
	Areniscas fuertes	126	---
	Areniscas con espato calizo	80	---
LEÓN Corta inesperada	Arenisca	107	---
	Pizarra	65	---

TABLA 2.5. Ángulos de rozamiento interno de algunas rocas

Clase de roca	Tipo de roca	Resistencia a compresión simple (MPa)	Ángulo de fricción Φ en grados
Rocas sedimentarias	Caliza	50-200	33-40
	Marga	5-15	-----
	Arenisca	50-150	25-35
	Limolita	5-200	27-31
	Esquistos	50-100	27
Rocas metamórficas	Gneis	100-200	23-33
	Mármol	100-200	25-35
	Cuarcita	200-400	48
Rocas ígneas	Basalto	100-300	31-38
	Gabro	100-300	-----
	Granito	100-200	29-35

2.12. Comportamiento post-rotura de las rocas

El comportamiento post-rotura de una roca incluye la transición de la resistencia de pico a la residual, que consiste en un proceso de reblandecimiento, tal y como se muestra en la Figura 2.19. El comportamiento elasto-plástico con reblandecimiento se caracteriza porque la transición desde el régimen de pico hasta el residual es una pérdida de resistencia gradual, lo cual implica que el paso del criterio de rotura de pico al residual es también gradual. Los comportamientos extremos del reblandecimiento son el elasto-plástico perfecto y el elasto-frágil. Si el criterio de rotura de pico y el residual son iguales el material tendrá un comportamiento elasto-plástico perfecto, ver Figura 2.20(a). El comportamiento elasto-frágil está caracterizado por un criterio de rotura residual muy inferior al de pico y una transición brusca (no acompañada de deformaciones) entre ambos (Figura 2.20(b)). El comportamiento con endurecimiento no se suele dar en las rocas para los niveles de tensiones propios de las obras de ingeniería.

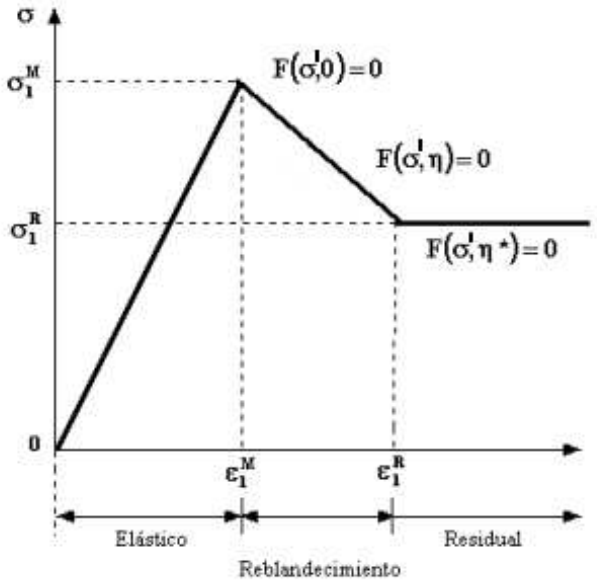


Figura 2.19. Comportamiento post-rotura de tipo elastoplástico con reblandecimiento

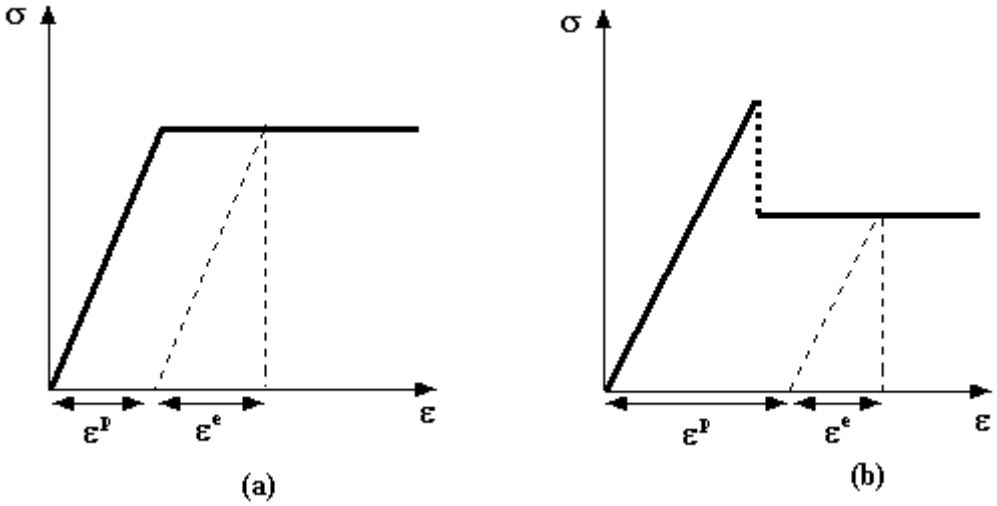


Figura 2.20. Comportamiento post-rotura de las rocas

La fragilidad de una roca viene definida por la pendiente de la curva tensión-deformación a partir del punto de resistencia máxima, es decir:

$$\frac{\sigma_1^M - \sigma_1^R}{\varepsilon_1^R - \varepsilon_1^M} \tag{2.46}$$

donde,

σ_1^M = resistencia máxima
σ_1^R = resistencia residual
ε_1^R y ε_1^M = deformaciones residual y máxima

En la Figura 2.19 se presentan las tres fases de deformación en este tipo de materiales: una etapa aproximadamente elástica, una etapa de reblandecimiento y una etapa residual.

Estas tres fases se puede plantear en términos del criterio de rotura de la siguiente forma:

$F(\sigma_1', \sigma_3', 0) = 0$ representa el criterio de rotura de la roca intacta.

$F(\sigma_1', \sigma_3', \eta) = 0$, para $0 < \eta < \eta^*$, representa el criterio de rotura evolutivo en la zona de reblandecimiento.

$F(\sigma_1', \sigma_3', \eta^*) = 0$, para $\eta \geq \eta^*$, representa el criterio de rotura residual, que se corresponde con un estado de plasticidad perfecta.

Los criterios de rotura de transición entre el de pico y el residual están gobernados por un parámetro de reblandecimiento (*η)*. Este parámetro será, en general, una función de las deformaciones plásticas. El régimen elástico existe mientras el parámetro de reblandecimiento es nulo, el régimen de reblandecimiento ocurre para un rango de valores $0 < \eta < \eta^*$ y el estado residual para $\eta \geq \eta^*$, siendo η^* el parámetro de reblandecimiento que marca el límite entre la etapa de reblandecimiento y la residual y que se suele denominar parámetro de reblandecimiento crítico. En un diagrama tensión-deformación como el de la Figura 2.19. la pendiente del tramo correspondiente al reblandecimiento se llama *módulo de reblandecimiento*. Cuando el material tiene un comportamiento elasto-frágil, este módulo tiende a infinito y el tramo de transición desaparece completamente, mientras que si el módulo de reblandecimiento fuera nulo el comportamiento sería elasto-plástico perfecto.

Así pues para describir adecuadamente el comportamiento post rotura será necesario conocer:

1) El **criterio de rotura de pico y el residual** (que marca la resistencia última post-rotura) y en su caso el **de transición** entre la resistencia de pico y la residual. Él criterio de rotura residual permite calcular las tensiones que es capaz de soportar el material un vez roto, por lo que tendrá típicamente la misma forma (Hoek-Brown, Mohr-Coulomb...) que el criterio de rotura de pico, pero distintos parámetros.

2) La **relación entre las tensiones y las deformaciones** a medida que se va produciendo la bajada desde el criterio de rotura de pico hasta el residual y que en función del modelo que

se seleccione, puede venir definida por el **módulo de reblandecimiento** y por el **parámetro de reblandecimiento crítico η*** o por una función específicamente diseñada para ello. La relación tenso-deformacional de la bajada resulta difícil de conocer ya que se ha observado que depende de la tensión de confinamiento, como se expondrá más adelante.

3) La **regla de flujo,** que gobierna como se producen las deformaciones (especialmente las deformaciones principales plásticas) una vez que se ha alcanzado el criterio de rotura de pico y las define una vez alcanzado el residual. Presenta la forma de un criterio de rotura (p.ej. Hoek-Brown o Mohr-Coulomb) en el que las tensiones principales se sustituyen por deformaciones principales. Cuando la regla de flujo es igual al criterio de rotura en cada momento, sustituyendo lógicamente en la formulación tensiones por deformaciones, se habla de regla de flujo asociada que, tal y como se verá más adelante, se corresponde con un ángulo de dilatancia igual en todo momento al de fricción, si se utiliza Mohr-Coulmb. En el caso de que sean diferentes se habla de regla de flujo no asociada. En el caso de no asociatividad y en el ámbito de los macizos rocosos, la regla de flujo vendrá gobernada por el parámetro denominado dilatancia, ángulo del que depende la relación entre la deformación principal mayor y la menor.

Una de las maneras clásicas de implementar el modelo de reblandecimiento mediante el criterio de rotura Mohr-Coulomb es utilizar una función de las tensiones principales y del parámetro de reblandecimiento η (Itasca, 1996; Carranza-Torres, 1999):

$$F(\sigma_1^{'},\sigma_3^{'},\eta) = \sigma_1^{'} - K_p(\eta)\sigma_3^{'} - q_u(\eta) = 0 \qquad (2.47)$$

Las funciones $K_p(\eta)$ y $q_u(\eta)$, representan la evolución de los valores de cohesión y fricción del material en función del parámetro de reblandecimiento y son expresiones del tipo:

$$\mathrm{K_p}(\eta) = \frac{1+\mathrm{sen}\phi(\eta)}{1-\mathrm{sen}\phi(\eta)} \qquad q_u(\eta) = 2C(\eta)\sqrt{K_p(\eta)} \qquad (2.48)$$

Las variaciones de la fricción y cohesión en función del parámetro de reblandecimiento se suponen lineales a trozos, tal como aparecen reflejadas en la Figura 2.21.

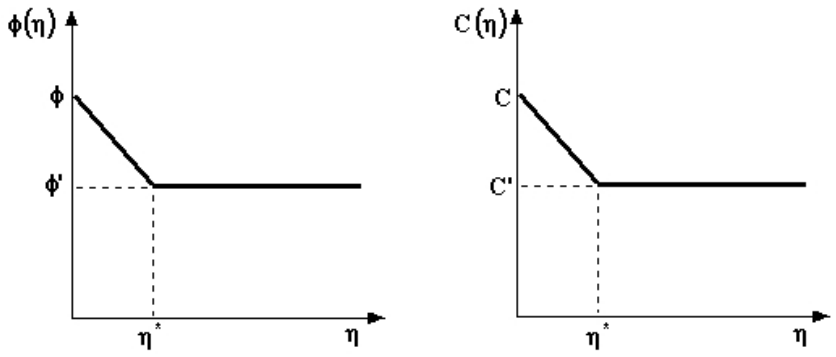


Figura 2.21. Transito de la fricción y cohesión de pico a la residual

Las rocas tienen, en general, un comportamiento elasto-frágil cuando están sometidas a un campo de tensiones de tipo uniaxial. Pero, a medida que va aumentando la presión de confinamiento su comportamiento se va haciendo cada vez más dúctil. Este fenómeno se puso de manifiesto en los clásicos experimentos llevados a cabo por Von Karman (1911). En la Figura 2.22 (Hadizadeh y Rutter, 1983) se puede ver que a medida que se incrementa la presión de confinamiento va aumentando también la resistencia de la roca y disminuyendo la pendiente de la curva tensión–deformación en el tramo de post–rotura, o sea, la roca se va haciendo dúctil. Este tipo de ensayos solamente se puede hacer con prensas más rígidas que las probetas, como se expondrá más adelante.

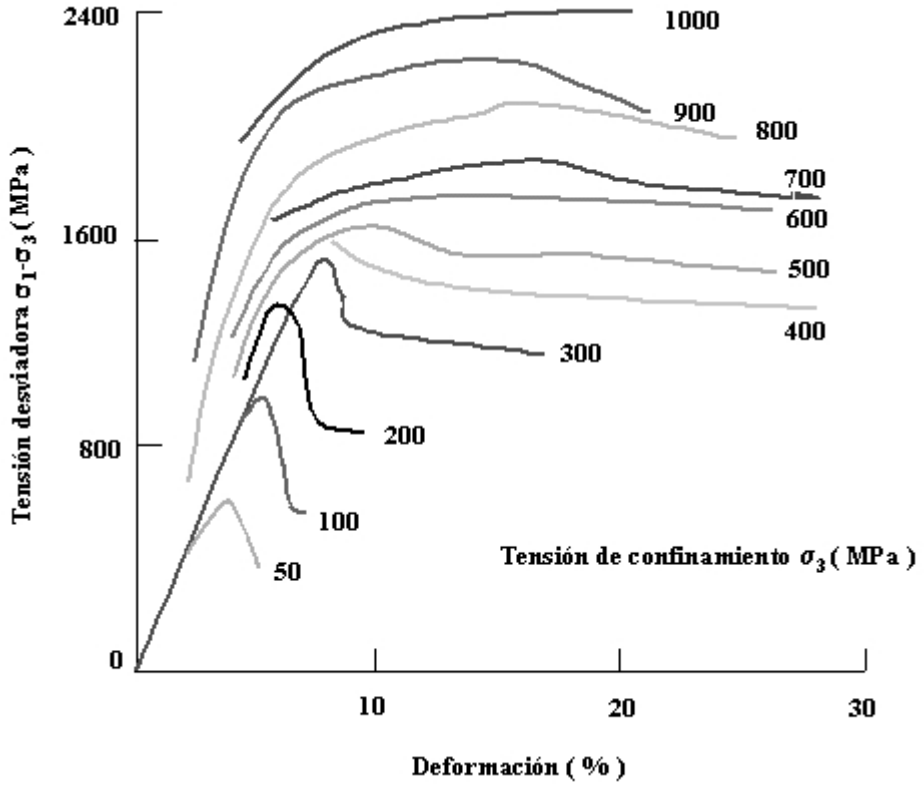


Figura 2.22. Comportamiento de las rocas en función de la presión de confinamiento (Hadizadeh y Rutter, 1983).

Según los mencionados experimentos de Von Karman (1911), realizados con mármol de Carrara (ver Figura 2.23), para presiones de confinamiento de unos 50 MPa todavía tiene lugar una rotura de tipo frágil, sin embargo, para presiones del orden de 110 MPa, el comportamiento del mármol es diferente, ya que puede experimentar deformaciones superiores al 7% sin pérdida de resistencia. A presiones de confinamiento aún mayores, de 165 a 326 MPa, la resistencia del mármol sigue creciendo al deformarse la probeta una vez alcanzado el punto de fluencia. Este fenómeno es conocido como deformación con endurecimiento. La temperatura produce el efecto de disminuir la presión de confinamiento correspondiente a la transición frágil–dúctil.

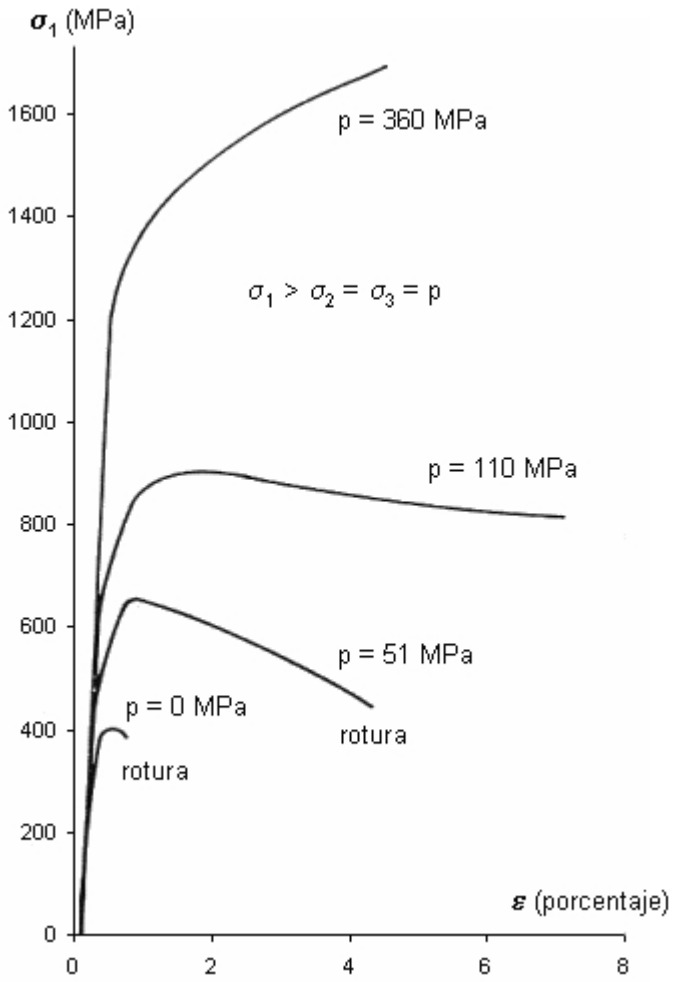


Figura 2.23. Resultados de ensayos triaxiales en mármol de Carrara (Von Karman, 1911)

El tipo de prensa utilizado influye en los resultados de los ensayos triaxiales. La parte de la curva tensión–deformación correspondiente a la post–rotura, solamente se puede obtener con prensas más rígidas que las probetas que se ensayan. Para comprender la influencia de la rigidez de la máquina en el ensayo es conveniente asimilar tanto la probeta como la prensa a muelles cargados. La máquina se puede asimilar a un conjunto de muelles linealmente elásticos de rigidez longitudinal k_n y la probeta como un muelle de comportamiento no lineal y rigidez variable k_s. A medida que el muelle que representa a la probeta se comprime los muelles que representan la máquina se expanden. Esta expansión es aproximadamente análoga al alargamiento que tiene lugar en las columnas de la prensa durante el ensayo. Cuando se alcanza la resistencia de pico, en el caso de una roca de comportamiento frágil, la probeta continúa comprimiéndose pero la carga que puede soportar se reduce progresivamente. Al mismo tiempo la máquina pierde carga y su deformación disminuye.

En la Figura 2.24 se muestra lo que sucede con una prensa menos rígida (Figura 2.24a) y más rígida (Figura 2.24b) que la probeta. Supóngase que la probeta se encuentra en el punto de máxima resistencia y se comprime una pequeña cantidad ε_1. Para experimentar este desplazamiento, la carga de la probeta se debe reducir de σ_A a σ_J. La energía necesaria para ello viene dada por el área ACDJ en las Figuras (2.24a) y (2.24b). Sin embargo, en el caso de

una máquina menos rígida que la probeta a dicho desplazamiento le corresponde una menor pérdida de carga, punto H de la Figura (2.24a), y la energía que libera la prensa viene dada por el área ACDH. En este caso, la energía que absorbe la probeta es menor que la energía liberada por la máquina y este exceso de energía da lugar a que la probeta se rompa de forma brutal inmediatamente después de alcanzar su resistencia de pico.

Si la máquina es más rígida que la probeta en la zona de post–pico sucede al contrario, como se puede ver en la Figura (2.24b). En este caso la energía cedida por la máquina es inferior a la necesaria para seguir deformando la probeta, por lo que se debe suministrar energía externa a la prensa para continuar el ensayo. Este suministro de energía permite, mediante un sistema de servo-control, gobernar el ensayo de manera que se pueda obtener el tramo de post–rotura de la curva tensión–deformación. Algunas rocas son tan frágiles que se requiere una máquina muy rígida y bien servo-controlada para poder estudiar su comportamiento completo en los ensayos de compresión.

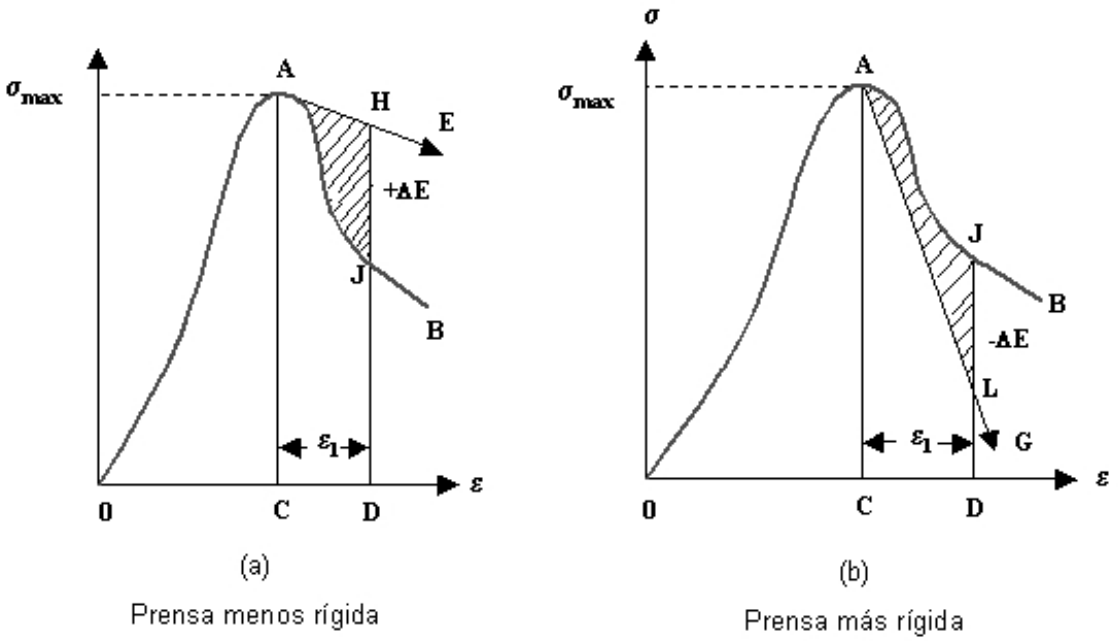


Figura 2.24. Influencia de la rigidez de la prensa en el comportamiento post-rotura de las rocas

2.13. Anisotropía de las rocas

Los materiales anisótropos son aquellos cuyas propiedades varían en función de la dirección utilizada para su medida. Aunque el carácter anisótropo de las rocas que poseen esta característica se manifiesta en todas sus propiedades, las de mayor importancia en mecánica de rocas son la resistencia y deformación. Desde el punto de vista mecánico, la anisotropía más frecuente es la producida por la distribución no aleatoria de las fisuras; al aumentar la tensión de confinamiento, el cierre de las fisuras hace que este tipo de anisotropía se manifieste con menos intensidad. La anisotropía puede ser debida también a la orientación en bandas de minerales diferentes, como ocurre en los gneises y en las alternancias de lutitas y areniscas, por ejemplo.

La resistencia de este tipo de rocas varía en función del ángulo que los planos de anisotropía forman con las tensiones principales. El mínimo de resistencia se alcanza cuando los planos de debilidad de la roca forma un ángulo de unos 30º con la dirección de la tensión principal máxima (ver Figura 2.25). La resistencia de las rocas anisótropas para diferentes orientaciones de los planos de anisotropía se puede evaluar mediante ensayos sistemáticos de laboratorio con probetas en las que dichos planos se encuentran en diferentes orientaciones con respecto a la tensión principal máxima.

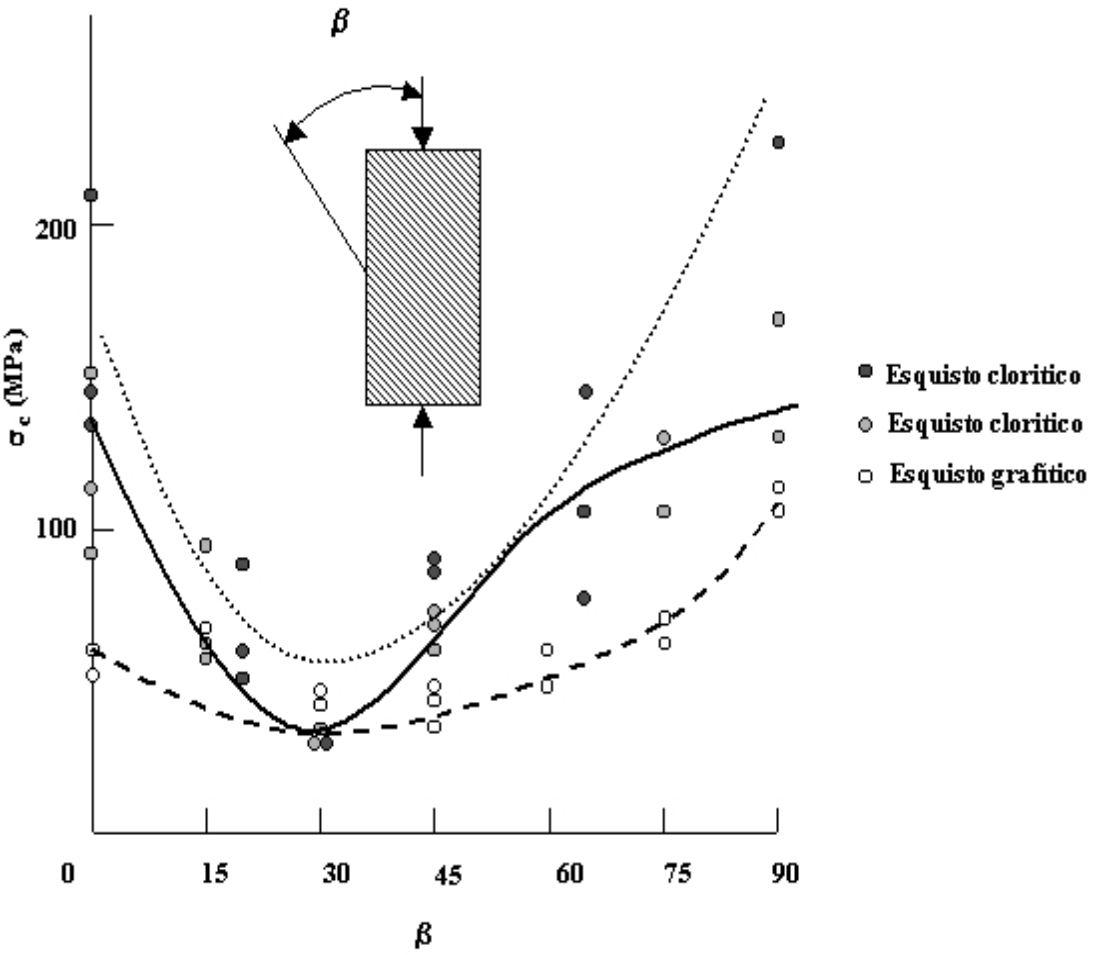


Figura 2.25. Anisotropía de resistencia de varios esquistos (Akai, 1971)

En la Figura 2.26 se muestra un ensayo de compresión triaxial en una probeta en la que el plano de anisotropía forman un ángulo β con la tensión σ_1. Según el criterio de rotura de Mohr-Coulomb, la resistencia al corte de dicho plano viene dada por:

$$\tau_\beta = C + \sigma_\beta \, \mathrm{tg}\, \phi \qquad (2.49)$$

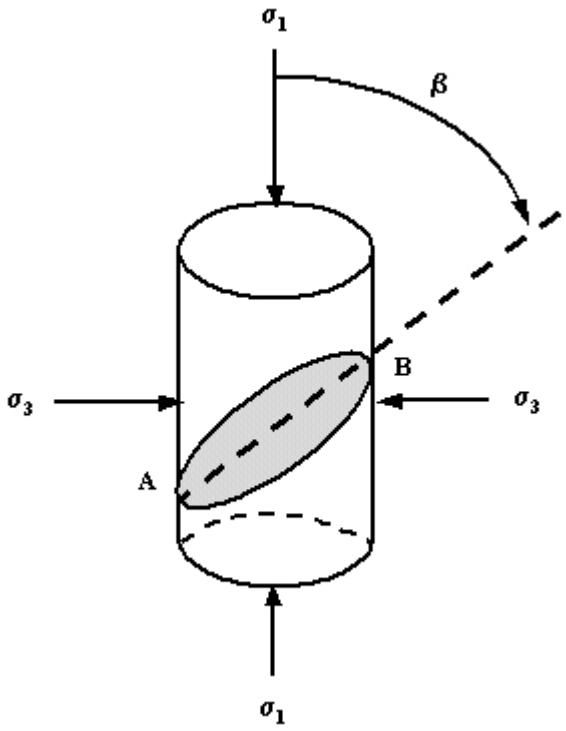


Figura 2.26. Representación de un plano de anisotropía en una probeta

Los valores de las tensiones cortante, τ, y normal σ_β en el plano de rotura se pueden obtener a partir de las tensiones principales aplicadas en el ensayo triaxial, mediante las fórmulas siguientes:

$$\tau_\beta = \frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_3)\ sen\ 2\ \beta \tag{2.50}$$

$$\sigma_\beta = \frac{1}{2}(\sigma_1 + \sigma_3) - \frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_3)\ \cos\ 2\beta \tag{2.51}$$

Llevando las expresiones (2.50) y (2.51) a (2.49) se obtiene la tensión principal máxima que es necesario aplicar en el ensayo triaxial para que la probeta rompa por el plano de anisotropía:

$$\sigma_1 \geq \sigma_3 + \frac{2\,(C + \sigma_3\ \mathrm{tg}\,\phi)}{(1 - \mathrm{tg}\,\phi\ \mathrm{tg}\,\beta)\,\mathrm{sen}\,2\beta} \tag{2.52}$$

Esta ecuación deja de tener sentido a partir de un ángulo β tal que:

$$\mathrm{tg}\,\beta = \frac{1}{\mathrm{tg}\,\phi} \tag{2.53}$$

o sea, unos 60º, ya que a partir de este valor el denominador de la expresión (2.52) es negativo.

La anisotropía de resistencia puede estudiarse mediante ensayos de tracción realizados en diferentes direcciones o mediante ensayos de compresión uniaxial en los que las cargas de compresión se aplican con distintos ángulos, normalmente: 0º, 15º, 30º, 45º, 60º, 75º y 90º, respecto a los planos de anisotropía. Los resultados de los estudios realizados por diferentes autores sobre la anisotropía de resistencia se concretan en los siguientes puntos:

- Las rocas muestran la máxima resistencia a la compresión en dirección perpendicular a las discontinuidades.
- Los valores mínimos de la resistencia a compresión suelen producirse cuando las cargas actúan según ángulos que varían entre 30º y 45º respecto a los planos de debilidad.
- Al ir aumentando el número de discontinuidades en una roca, la resistencia de ésta tiende a ser cada vez más isótropa.

La anisotropía de las rocas anisótropas sometidas a cargas de compresión se puede evaluar mediante la relación $k=R_{0\ máx}/R_{0\ mín}$, que es el llamado coeficiente de anisotropía, siendo R_0 la resistencia a compresión simple de la muestra:

Coeficiente de anisotropía	**Clase de anisotropía**
k = 1,2	Casi isótropa
1,2 < k ≤ 2	Anisotropía pequeña
2 < k ≤ 4	Anisotropía moderada
4 < k ≤ 6	Anisotropía alta
k > 6	Anisotropía muy alta

2.14. Influencia del tiempo en la rotura de las rocas

La mayoría de las rocas, principalmente las evaporíticas (sal, potasa, yeso, etc.) pero también las rocas arcillosas y algunas carbonatadas, muestran un comportamiento tenso–deformacional claramente dependiente del tiempo. Según la teoría de la elasto–viscoplasticidad, la deformación total sufrida por un cuerpo se puede describir como la superposición o suma de una deformación elástica, reversible e independiente del tiempo, más una deformación plástica, irreversible y dependiente del tiempo.

La magnitud de la tensión que ocasiona la rotura de una roca desciende exponencialmente a un valor límite, denominado umbral de fluencia, cuando el tiempo tiende a infinito; este valor puede ser prácticamente nulo en algunas evaporitas. Por otra parte está la capacidad de la roca de soportar una tensión mayor que la que resiste en un ensayo de compresión uniaxial pero durante un corto espacio de tiempo, por ejemplo, el tiempo de paso de la onda de tensión producida por una voladura. Al realizar en el laboratorio un ensayo de compresión, normalmente no se está en ninguna de estas dos situaciones límite mencionadas sino en una intermedia.

El ensayo de compresión se realiza aplicando la carga sobre la muestra de una forma progresiva, partiendo de cero. Estudiando una serie de ensayos llevados a cabo con distintas velocidades de aplicación de la carga, se observa que se obtienen distintos valores para la resistencia de la roca, de donde se desprende que es necesario normalizar la velocidad de carga o la velocidad de deformación. En general, cuanto más rápida sea la aplicación de la carga, la roca será más resistente. Normalmente las velocidades de aplicación de las cargas en las excavaciones subterráneas o a cielo abierto no alcanzan el límite a partir del cual habría que tener en cuenta los efectos producidos por velocidades altas, sino más bien al contrario.

El hecho de que se produzca una reducción de la resistencia de la roca al disminuir la velocidad de aplicación de la carga, se explica, según Manrique (1982), mediante la teoría de la microfisuración de McClintock y Walsh (1962). Según dicho autor, al disminuir la velocidad de aplicación de la carga disminuye también la velocidad de deslizamiento de las superficies de las microfisuras ya cerradas, con lo cual aumenta su resistencia a la fricción y, como consecuencia, la concentración de tensiones en los extremos de la microfisuras, lo que favorece la propagación de éstas, haciendo que la resistencia de la roca sea menor.

La deformación dependiente del tiempo ("creep"), que afecta en mayor o menor grado a todas las rocas, se entiende que es a carga constante. Generalmente no se puede volver a la situación inicial cuando se elimina la carga, pasado un cierto tiempo, o sea, este tipo de deformaciones tiene un carácter plástico, además de viscoso. Los efectos diferidos se acentúan con el aumento de la temperatura, que reduce la viscosidad, y con el incremento de las tensiones desviadoras.

En la mayoría de las rocas la fluencia bajo carga constante va acompañada de daños irreversibles en la petrofábrica; en las rocas evaporíticas, sin embargo, solamente bajo ciertas condiciones de tensiones y temperaturas los daños de la petrofábrica por microfacturación son el mecanismo de deformación predominante.

Si se aplica de golpe una tensión a un material evaporítico, éste experimenta una deformación elástica instantánea ε_e (ver Figura 2.27). A continuación, si se mantiene la carga, el material entra en la denominada región I, fluencia primaria o transitoria, en la cual la curva deformación–tiempo es cóncava hacia abajo. Posteriormente, pasa a la región II en la que la curva se transforma en una recta, es decir, tiene una pendiente constante: se trata de la fluencia secundaria o estacionaria. Finalmente, en la región III, tiene lugar la fluencia terciaría, que consiste en una deformación acelerada que conduce rápidamente a la rotura del material.

Si la tensión aplicada se reduce instantáneamente a cero en la región I, la curva deformación–tiempo sigue la trayectoria ABC, que se muestra en la Figura 2.27, en la cual el tramo AB=ε_e es el equivalente a la deformación elástica experimentada al cargar la probeta y el tramo BC corresponde a la deformación transitoria, que tiende asintóticamente a cero; en este caso, el material no experimenta una deformación permanente. Si la tensión aplicada se elimina cuando el material se encuentra en la zona de fluencia estacionaria, o sea, en la región II de la curva, la trayectoria de la deformación con el tiempo viene representada por la curva DEF, la cual tiende asintóticamente a la deformación permanente que conserva la probeta.

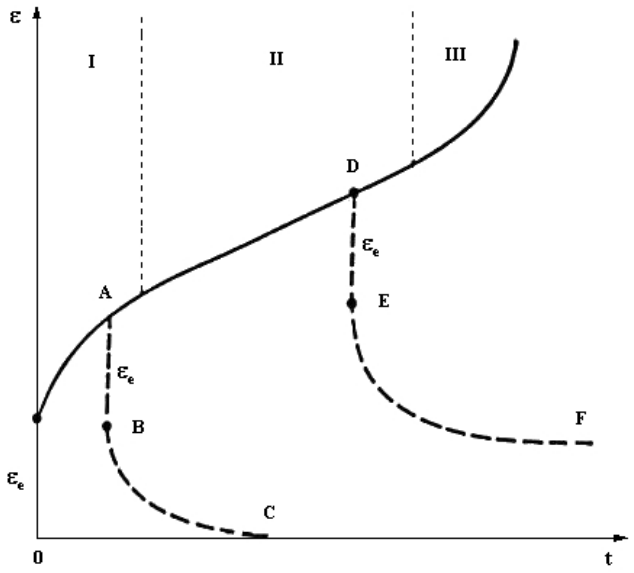


Figura 2.27. Curva típica de "creep"

En la Figura 2.28 (Ramírez Oyanguren, 1966) se muestra un conjunto de curvas de fluencia de probetas de sal común sometidas a compresión uniaxial. El número que figura junto a cada una de las curvas indica el valor de la tensión uniaxial aplicada a la probeta. En esta figura se puede ver que cuando la tensión es baja la fase secundaria se prolonga largo tiempo, mientras que si es demasiado alta se alcanza rápidamente la fase de fluencia terciaria y la rotura del material. Como se puede observar en dichas curvas la velocidad de deformación de la fase secundaria depende claramente de la tensión aplicada.

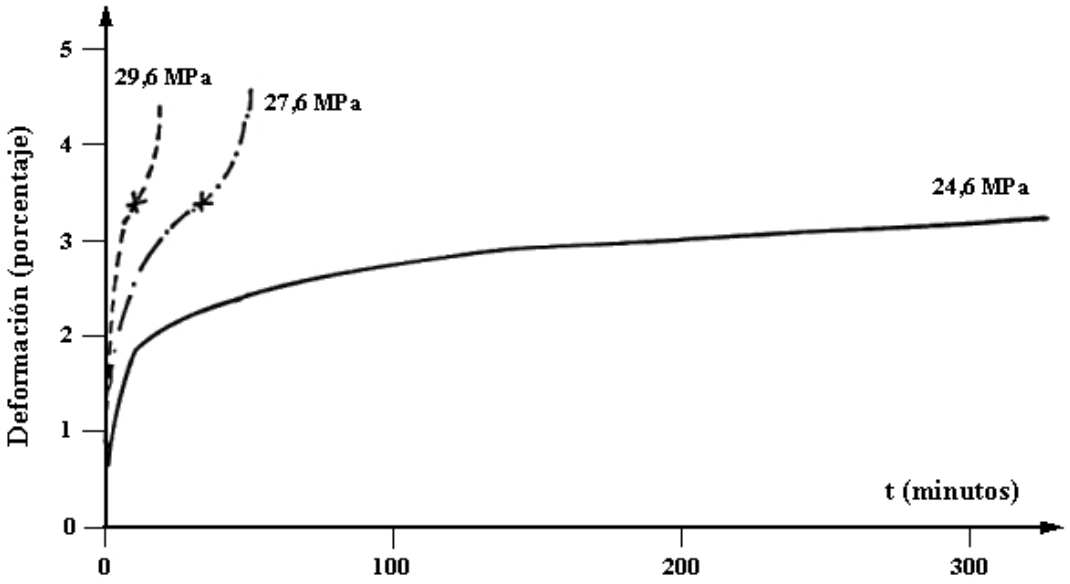


Figura 2.28. Curvas de "creep" de halita (Ramírez Oyanguren, 1966)

La velocidad de deformación uniaxial de la fase II de fluencia se suele estimar mediante la relación:

$$\dot{\varepsilon}_s = A \cdot e^{-\frac{Q}{RT}} \cdot \left(\frac{\sigma}{\sigma^*} \right)^n \qquad (2.54)$$

donde,

- A = Constante característica del material
- Q = Energía de activación del mecanismo que produce la fluencia
- R = Constante universal de los gases
- T = Temperatura absoluta
- σ = Tensión desviadora (σ_1-σ_3)
- σ^* = Módulo cortante (Frost and Ashby, 1981) o nivel de tensión al que se inicia un determinado mecanismo de deformación (Dusseault and Mraz, 1987)
- n = Exponente de tensiones.

Esta ecuación permite calcular la velocidad de deformación para un determinado mecanismo de fluencia, ya que el exponente n depende (Dusseault and Fordham, 1993) de dicho mecanismo, según se muestra a continuación:

Mecanismo	Valor de n
Desarrollo estable de la microfisuración	6 a 10
Propagación de dislocaciones	3 a 6
Deslizamientos en los bordes de los granos	2, 3 a 4,2
Difusión	1-2

En la mayor parte de las minas de sal y de potasa el exponente “n” tiene un valor próximo a 3 ya que el mecanismo de fluencia más importante es el de propagación de las dislocaciones; este mecanismo es el que tiene lugar en la halita para temperaturas alrededor de 25ºC y tensiones desviadoras σ_1-σ_3=10-15 MPa. A partir de esta tensión, hasta unos 30 MPa, el mecanismo predominante es el desarrollo estable de las microfisuras y el posterior sellado de éstas (Dusseault and Fordham, 1993).

En el caso de las minas de potasa o de sal, en las que la temperatura permanece prácticamente constante, la ecuación (2.54) se puede resumir en la siguiente:

$$\dot{\varepsilon}_s = A' \cdot \left(\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma^*} \right)^n \qquad (2.55)$$

donde,

A' es una constante.

En el caso de las minas de potasa de Bruwnswick el exponente “n” tiene un valor de 3 para tensiones desviadoras inferiores a 12 MPa y de 6 por encima de esta tensión (CANMET, 1987), lo que denota que a este nivel tensional se produce un cambio del mecanismo de fluencia.

Para determinar la velocidad de deformación de la fluencia secundaria o estacionaria se deben realizar ensayos de larga duración a diferentes niveles de tensiones y temperaturas. Ante la necesidad de alcanzar el estado estacionario, tanto en lo que respecta a velocidad de deformación como a distribución de temperaturas en la probeta bajo carga, la duración (medida en meses) de estos experimentos suele ser larga. Para paliar este inconveniente, se puede determinar dicha ley de fluencia mediante medidas de deformaciones realizadas en las minas subterráneas, siempre que se conozcan las cargas que soporta el material evaporítico y las temperaturas.

La disminución de velocidad de deformación que tiene lugar durante la fluencia primaria se puede expresar mediante la siguiente ecuación empírica:

$$\dot{\varepsilon} = \dot{\varepsilon}_0 \exp\left(-\alpha t\right) \tag{2.56}$$

Los valores de $\dot{\varepsilon}_0$ y de α se pueden determinar ajustando una curva que represente la ecuación anterior a los datos obtenidos “in situ” o mediante ensayos de laboratorio. A largo plazo, en una mina de sal o de potasa, el “creep” transitorio es menos importante que el “creep” secundario y contribuye poco a la deformación total.

El “creep” terciario se produce cuando la propagación y coalescencia de las microgrietas conduce a un grado tal de deterioro de la microfábrica, acompañado de la correspondiente deformación y aumento de volumen, que se produce la rotura del material. No existe una ecuación que pueda describir esta fase de la fluencia de las evaporitas, pero a pesar de que su duración es corta, suele ser posible detectarla “in situ” ya que se manifiesta en forma de aceleración de la deformación de la cavidad.

REFERENCIAS

Akai, K.; Yamamoto, K., Ariok, M. *Experimentalle Forschung über anisotropische Eigenschaften von Kristalinen Schiefern.* Proc. Int. Congress Rock Mechanics. Belgrado. Vol. II, pp 183-186, 1970.

Balmer, G. *A general analytical solution for Mohr's envelope.* Ame. Soc. Testing Materials, vol. 52, pp. 1260-1271, 1952.

Bieniawski, Z.T. *Geomechanics classification of rock masses and its application in tunneling.* Proc. 3rd Int. Congress Rock Mechanics. ISRM, Denver, U.S.A., 1974.

Brady B.H.G., Brown, E.T. *Rock Mechanics for underground mining.* George Allen and Unwin. 537 p, 1985.

Broch, E., Franklin, J.A. *The point-load strength test.* Int. J. Rock Mech. Min. Sci. 9, 6697, 1972.

Brook, N. *The measurement and estimation of basic rock strength.* Comprehensive rock engineering. Pergamon Press, Oxford, pp. 41-66, 1993.

Brown, E.T. (1981). Rock Characterization Testing and Monitoring.-ISMR Suggested Methods. Pergamon Press, Oxford.

Brown, E.T. edt. *Rock characterization, testing and monitoring.* Pergamon Press. 211 p., 1981.

CANMET. *Use of backfill in New Brunswick Potash Mines.* Parts I and II. Prepared by Denison Potacan Potash Co., Mraz Consultants Ltd. and University of Waterloo. 6 Vol, 1987.

Carranza Torres, C. *The elastoplastic response of underground excavations in rock masses that obey the Hoek-Brown failure criterion.* Int. Journal of Rock Mech. Min. Sci. & Geom. Abstr. Vol. 36, nº 5, 1999.

Diederichs, M.S. *Instability in hard rock masses: The role of tensile damage and relaxation.* Ph. D. Thesis University of Waterloo, Ontario, Canadá, 556 pp, 1999.

Dusseault, M.B., Fordham, C.J. *Time-dependent behavior of rocks.* Comprehensive rock engineering. Vol. 3 pp. 119-149, 1993.

Dusseault, M.B., Mraz, D.M. *Creep behavior of salt rocks.* Proc. Moth. Canadian Geotechnical Conference, Regina, Saskatchewan, 1987.

Fang, Z. *A local degradation approach to the numerical analysis of brittle fracture in heterogeneous rocks*. Ph.D. Thesis. Imperial College. Universidad de Londres. 2001.

Frost, H.J., Abhby, M.F. *Deformation-mechanism maps: the plasticity and creep of metals and ceramics.* Pergamon Press, Oxford, 1981.

Gamble, J.C. *Durability-plasticity classification of shales and other argilaceous rocks.* Ph.D. Thesis. University of Illinois, 1971.

Goodman, R.E. *Introduction to Rock Mechanics.* John Wiley & Sons. New York, 1980.

Griffith, A.A. *The phenomena of rupture and flow in solids.* Phil Trans. Roy. Soc., London, A 221, 163-98, 1921.

Griffith, A.A. *Theory of rupture.* Proc. First. International Congress Applied Mechanics. Deft. 55-63, 1924.

Hadizadeh, J., Rutter, E.H. *The low temperature brittle-ductile transition in a quartzite and the occurrence of cataclastic flow in nature.* Geol. Rundsch. 72, 493-589, 1983.

Hoek, E., Bray J.W. *Rock slope engineering.* 3rd ed. London: Int. Min. Metall., 1981.

Hoek, E., Brown, E.T. *Underground excavations in rock.* London: The Institution of Mining and Metallurgy, 527 p, 1980.

ITASCA. *User manual for FLAC.* Versión 3.22. Itasca Cons. Co. Inc. EE.UU., Minessota, 1996.

Karman, T.H. Von. *Festigkeitsversuchs unter allseitigem Drück.* Z. Ver at. Ing., 55, 1749-57, 1911.

Kranz, R.L. *Crack growth and development during creep of Barre granite.* Int. J. Rock. Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr, 16, 23-36, 1979.

Kranz, R.L. *Crack-crack and crack-pore interaction in stressed granite.* Int. J. Rock. Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr, 16, 37-47, 1979b.

Kranz, R.L. *Microcracks in rocks: a review*. Tectonophysics, 100, 449-480, 1983.

Lambe, T.W. And Whitman, R.V. *And Introduction to Soil Mechanics.* Parts 1 and 2. M.I.T. 1964.

Latjai, E.Z.; Carter, D.J., Ayari, M.I. *Criteria for brittle fracture in compression.* Eng. Fracture Mech. Vol. 37 (1), pp 25-49, 1990.

Manrique, J.A. *Influencia de la velocidad de desplazamiento en la resistencia de las rocas*. Tesis doctoral. E.T.S. Ingenieros de Minas, U.P.M., 1982.

Mcclintock, F.A., WALSH, J.B. *Friction on Griffith cracks under pressure.* Fourth U.S. Nat. Congress of Appl. Mech., Proc., 1015-25, 1962.

Muir Wood, A. *Soil Behavior and critical state soil mechanics.* Cambridge Univ. Press, 1990.

Obert, L.; Windes, S.L., Duvall, W.I. *Standardized tests for determining the physical properties of mine rock: U.S.* Bur. Mines Rept. Invest. 3891, 1946.

Ramírez Oyanguren, P. *A study of longwall mining in potash.* M. Sc. Dissertation. University of Newcastle upon Tyne (U.K.), 1966.

Seedsman, R.W. (1993). Characterizing Clay Shales. Comprehensive Rock Engineering. Editor J.A. Hudson, Pergamon Press.

Stagg, K.G., Zienkiewicz, O.C. (edit.). *Rock mechanics in engineering practice.* Chap 2., Wiley, London, 1868.

Swanson, S.R., Brown, W.S. *A observation of loading path independence of fracture in rock.* Int. J. of Rock Mech. Min. Sci., 8, 277-81, 1971.

Terzaghi, K. Van. *Die Berechnung der Durchlassigkeitsziffer des tones und dem Verlauf der hydrodynamischer Spannungserscheinungen.* Sher. Akad. Wiss. Wien, 132, 105. 1923

3. PROPIEDADES MECÁNICAS DE LAS DISCONTINUIDADES

Un mero aumento en la sofisticación matemática de un problema es más bien inútil si no se pueden obtener los parámetros físicos correspondientes. A su vez, la adquisición de datos experimentales, sin seguir hipótesis teóricas asociadas, resulta cuando menos una pérdida de tiempo y dinero, y muy a menudo da lugar a errores.

Ch. Fairhurst, 1969

Los macizos rocosos en la naturaleza presentan comúnmente un elevado número de discontinuidades. Por ello si se quiere conocer y describir adecuadamente el comportamiento mecánico de los macizos rocosos resulta necesario analizar previamente el comportamiento de las discontinuidades naturales.

El aspecto principal que condiciona el comportamiento mecánico de una discontinuidad natural, como por ejemplo la que se presenta en la Figura 3.1. en un testigo de sondeo o las que se muestran en la Figura 3.2. en un afloramiento natural, es su resistencia al corte, aunque también los parámetros de deformación, como la rigidez cortante y la normal y la dilatancia, pueden marcar en parte su comportamiento.

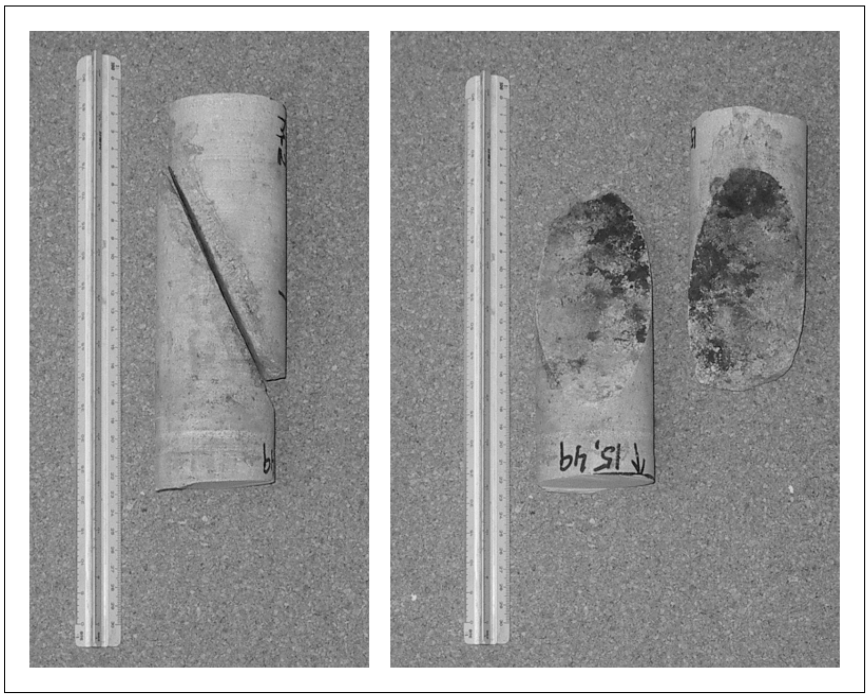


Figura 3.1. Fotografía de una discontinuidad natural en roca en un testigo. Fotografía de los autores.

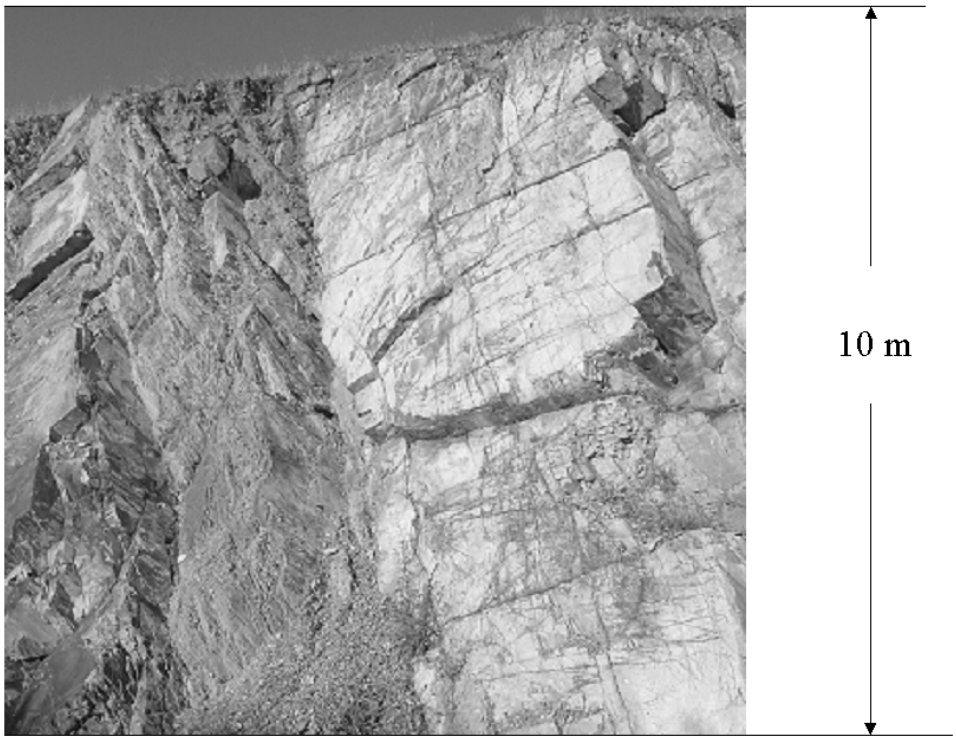


Figura 3.2. Fotografía discontinuidades naturales en un afloramiento rocoso. Fotografía de los autores.

La resistencia a tracción perpendicular a las paredes de una discontinuidad se puede considerar nula. Los factores principales que intervienen en la reacción de una discontinuidad frente a un esfuerzo cortante son:

- Las tensiones normales al plano de corte
- La rugosidad de las superficies de contacto
- El grado de alteración y la resistencia de los labios de la discontinuidad
- El espesor y tipo de relleno
- La circulación de agua y grado de saturación del relleno
- La orientación del desplazamiento de corte
- La velocidad del movimiento cortante
- La amplitud del desplazamiento de corte y la existencia de desplazamientos cortantes previos.

3.1. Discontinuidades lisas

Supongamos una discontinuidad totalmente lisa, sin relleno y cementada. Si se talla un bloque de la misma y se realiza un ensayo de corte, con tensión normal constante, del tipo que se muestra en la Figura 3.3 y se representa la evolución de la tensión cortante aplicada y del desplazamiento cortante, se obtendrá una gráfica del tipo de la que se presenta en la misma

figura. Para este ensayo se habrá aplicado perpendicularmente a la discontinuidad una tensión normal σ_n.

Como se puede observar en dicha figura al comenzar a aplicar la tensión de corte, se irá produciendo un ligero desplazamiento cortante "elástico" que irá aumentando de manera más o menos directamente proporcional a la tensión hasta alcanzar un valor máximo de tensión cortante, que se denomina resistencia al corte de pico de la discontinuidad, τ_p, para la tensión normal aplicada. La pendiente de esta línea será la denominada rigidez cortante.

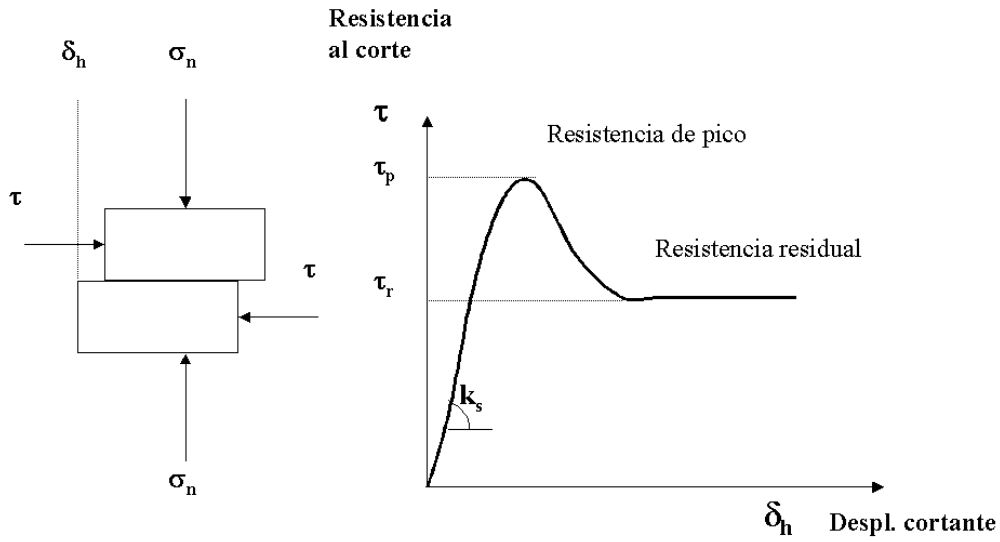


Figura 3.3. Ensayo de corte y respuesta clásica de una discontinuidad plana.

Una vez alcanzado el máximo, la respuesta tensional de la discontinuidad irá disminuyendo hasta alcanzar un valor mínimo en el que se produce el deslizamiento indefinido del bloque superior de la discontinuidad sobre el inferior. Este valor de tensión será la denominada resistencia al corte residual de la discontinuidad, τ_r, para la tensión normal aplicada.

Si se realizan varios ensayos de corte de este tipo para distintos niveles de tensión normal aplicada, en general se podrán representar los resultados de resistencia al corte de pico y residual en ejes tensión cortante frente a tensión normal obteniéndose los gráficos que se presentan en la Figura 3.4. La resistencia al corte de pico de la discontinuidad vendrá por tanto marcada, tal y como muestra la Figura 3.4., por una expresión del tipo:

$$\tau_p = c_p + \sigma_n \cdot tg\, \phi_p \tag{3.1}$$

Mientras que la resistencia al corte residual se podrá representar por la expresión:

$$\tau_r = \sigma_n \cdot tg\, \phi_r \tag{3.2}$$

Como se observa, en este caso la cohesión será nula, ya que una vez superada la resistencia de pico se pierde el efecto cohesivo del material cementante.

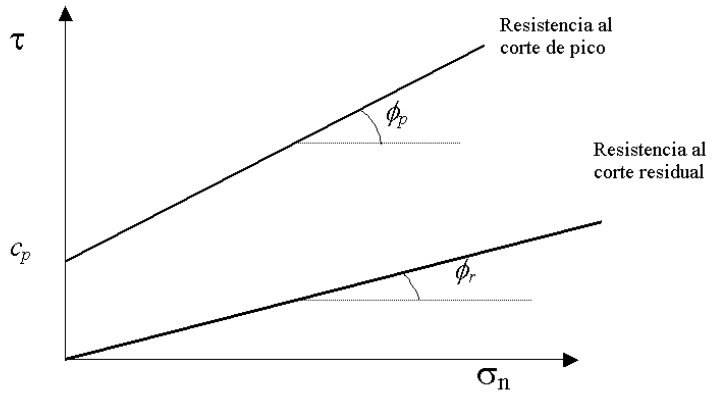


Figura 3.4. Resistencia al corte de pico y residual para una discontinuidad plana y cementada.

Si se supone ahora una discontinuidad análoga a la anterior pero que forma un ángulo *"i"* con la horizontal, y se realiza un ensayo de corte similar al anterior, tal y como se muestra en la Figura 3.5, los valores de la tensión cortante y la tensión normal que actúan realmente sobre la discontinuidad se podrán calcular como:

$$\tau_i = \tau \cdot \cos^2 i - \sigma_n \cdot sen\, i \cdot \cos i$$
$$\sigma_{ni} = \sigma_n \cdot \cos^2 i + \tau \cdot sen\, i \cdot \cos i \qquad (3.3)$$

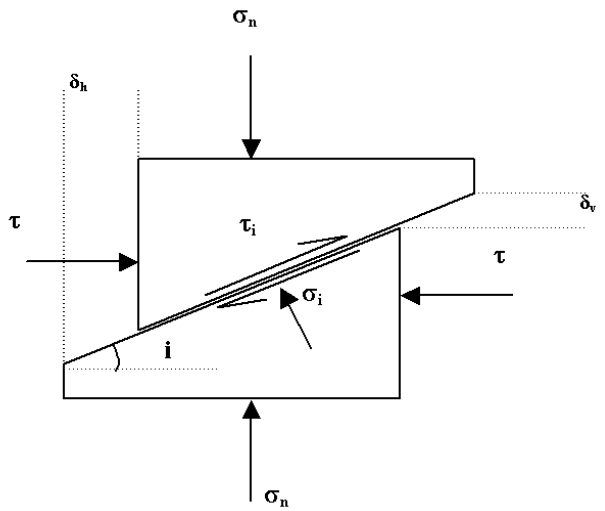


Figura 3.5. Ensayo de corte sobre una discontinuidad inclinada

Teniendo en cuenta que para una discontinuidad no cementada se tendría que $\tau_i = \sigma_{ni} \cdot tg\, \phi$, se deduce de (3.3) que la resistencia al corte de este ensayo sobre una discontinuidad no cementada e inclinada se podría representar por una expresión del tipo:

$$\tau = \sigma_n \cdot tg(\phi + i) \qquad (3.4)$$

O lo que es lo mismo, la inclinación de la junta con respecto a la fuerza de corte aplicada produce un aumento (o disminución) en el ángulo de fricción igual al ángulo de dicha inclinación.

3.2. Discontinuidades rugosas sin relleno

Si se tuviera una discontinuidad rugosa con asperezas totalmente regulares y con un ángulo de inclinación "*i*", como la que se muestra en la Figura 3.6, resulta fácil comprender que el ensayo es inicialmente equivalente al de la discontinuidad inclinada, por lo que el efecto que produce una rugosidad regular sobre la resistencia al corte de una discontinuidad es un aumento del ángulo de fricción en una cantidad igual a "*i*". Esto hará además que el desplazamiento tenga una componente normal y no sólo cortante, efecto asociado con la dilatancia de la discontinuidad que se analizará más adelante.

Patton (1966) efectuó un sencillo experimento para analizar esto. Cortó una serie de muestras con dientes de sierra regulares, como la de la Figura 3.6, y realizó ensayos de corte, comprobando que efectivamente a bajas tensiones normales las resistencias al corte de estas muestras se puede representar por la expresión:

$$\tau = \sigma_n \cdot tg(\phi_b + i) \tag{3.5}$$

Donde ϕ_b es el ángulo de fricción básico de la superficie lisa y sin meteorizar.

Para tensiones normales más elevadas, la resistencia del material intacto será alcanzada y los dientes de sierra tenderán a romperse, dando lugar a un comportamiento resistente más relacionado con la resistencia del material rocoso intacto que con la de las superficies, tal y como muestra la Figura 3.6.

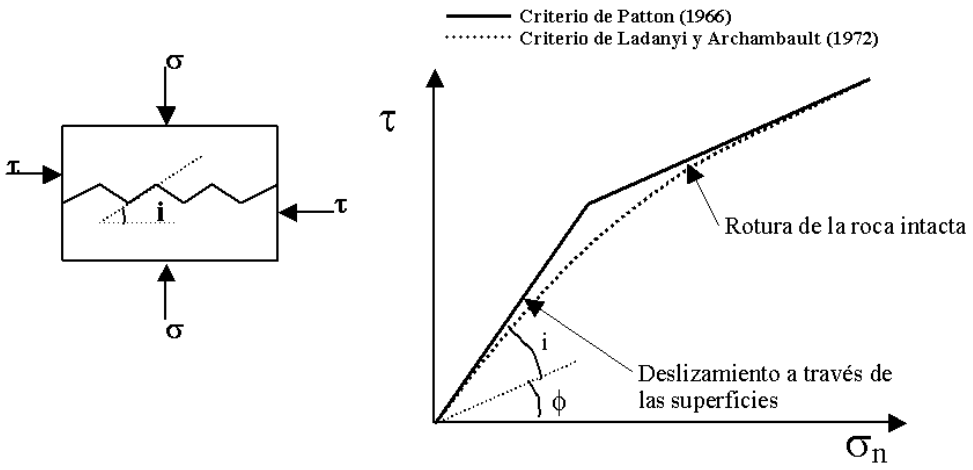


Figura 3.6. Ensayo de corte sobre una discontinuidad rugosa con asperezas totalmente regulares y con un ángulo de inclinación "*i*", y criterios de rotura propuestos para su análisis.

Ladanyi y Archambault (1972) propusieron un criterio de rotura para juntas de forma parabólica que fuera tangente al criterio de Patton (1966) para tensiones normales muy bajas y muy elevadas. Este criterio se presenta en línea de trazos en la Figura 3.6. Aunque parece bastante razonable, este criterio ha caído en desuso, utilizándose comúnmente el criterio de rotura por corte de juntas de Barton (1973) que se presenta en el siguiente apartado.

3.2.1. Criterio de rotura de juntas de Barton

En la naturaleza las discontinuidades son comúnmente rugosas, siendo además su rugosidad muy irregular. Barton inicialmente en 1973 y sus colaboradores a lo largo de los años 1970 a 1990 analizaron en detalle el comportamiento resistente de pico de juntas rugosas naturales sin relleno y propusieron que la ecuación que describe dicho comportamiento se podía escribir de la forma:

$$\tau = \sigma_n \cdot tg\left[\phi_b + JRC \cdot \log_{10}\left(\frac{JCS}{\sigma_n}\right)\right] \tag{3.6}$$

Donde *JRC* es el coeficiente de rugosidad de la junta y *JCS* la resistencia a compresión simple de los labios de la discontinuidad.

El ángulo de fricción básico, ϕ_b , se utiliza en el caso de que la superficie no este meteorizada ni húmeda: si esto no ocurre así, habrá que sustituir ϕ_b por ϕ_r que es el ángulo de fricción residual y que se puede calcular según proponen Barton y Choubey (1977) mediante la expresión:

$$\phi_r = (\phi_b - 20^{\circ}) + 20 \cdot \left(r/R\right) \tag{3.7}$$

Donde *r* es el rebote del martillo de Schmidt o esclerómetro en superficies húmedas y meteorizadas, tal y como se suelen encontrar normalmente en campo, y *R* es el rebote del martillo de Schmidt en superficies lisas no alteradas de la misma roca.

El ángulo básico de fricción está tabulado para distintos tipos de rocas (Tabla 3.1.) y suele variar de entre 25º a 30º para rocas sedimentarias a entre 30 y 35º para rocas metamórficas e ígneas. También se puede obtener mediante ensayos de inclinación con testigos o “tilt tests”, y con ensayos de corte directo en laboratorio sobre superficies de roca sanas, lisas y secas.

El índice de rugosidad de la junta o JRC se puede obtener de una serie de perfiles normalizados que propusieron Barton y Choubey (1977) y que se presentan en la Figura 3.7.

Más tarde Barton (1982) publicó un método alternativo para estimar el índice de rugosidad de una junta, *JRC*, a partir de medidas de amplitud de las asperezas (para lo cual resulta adecuado utilizar el denominado peine de Barton) y de la longitud de la junta; con estos datos y entrando en el ábaco de la Figura 3.8, se obtendrá el valor de *JRC*. Este ábaco se puede utilizar en conjunto con el peine de Barton (fotografía de la Figura 3.9) que permite ver la rugosidad para hasta 30 cm de discontinuidad.

Algún tiempo más tarde Barton (1987) publicó una tabla que relaciona el índice *Jr*, que como se verá más adelante se utiliza en su sistema de clasificación geomecánica de índice Q, con el valor de *JRC*. Esta tabla se reproduce en la Figura 3.10. Barton y Bandis (1990) también señalan que el *JRC* se puede estimar a partir de ensayos de inclinación de campo o “tilt tests”.

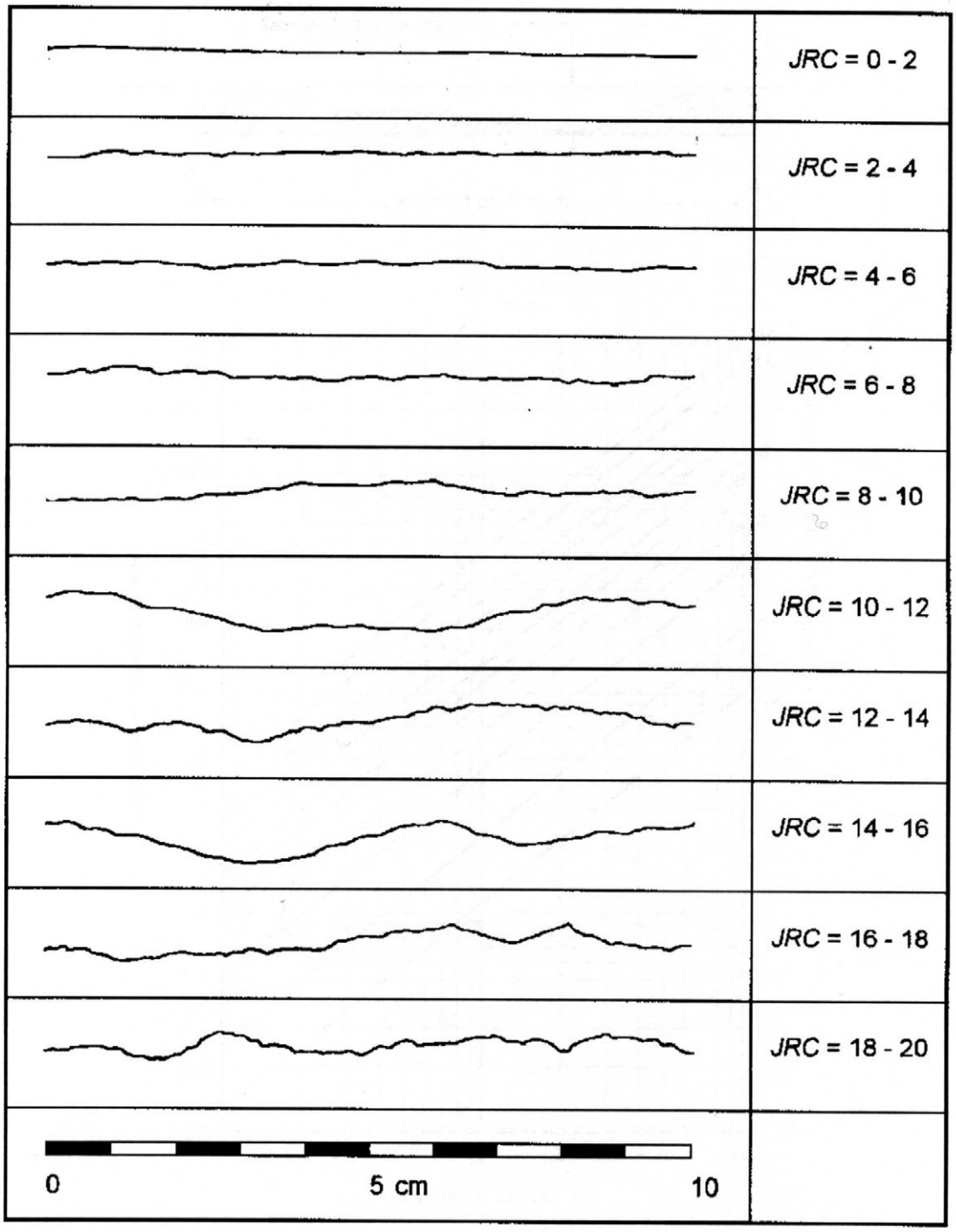


Figura 3.7. Perfiles normalizados que propusieron Barton y Choubey (1977) para obtener el índice de rugosidad de una junta o JRC. Cortesía de Springer-Verlag.

En estos ensayos de inclinación se toman dos bloques de roca asociados a los labios de una discontinuidad y se van inclinando lentamente hasta que el bloque superior desliza sobre el inferior. Esto ocurrirá para un determinado ángulo de inclinación al que denominaremos "α". El valor del *JRC* se puede estimar a partir de este valor mediante la siguiente expresión:

$$JRC = (\alpha - \phi_b) / \log_{10}(JCS / \sigma_n) \tag{3.8}$$

Este último procedimiento suele dar lugar a valores de *JRC* diferentes de los obtenidos mediante los procedimientos indicados anteriormente, lo que pone de manifiesto que la definición de un índice de rugosidad para las discontinuidades es más difícil de lo que parece.

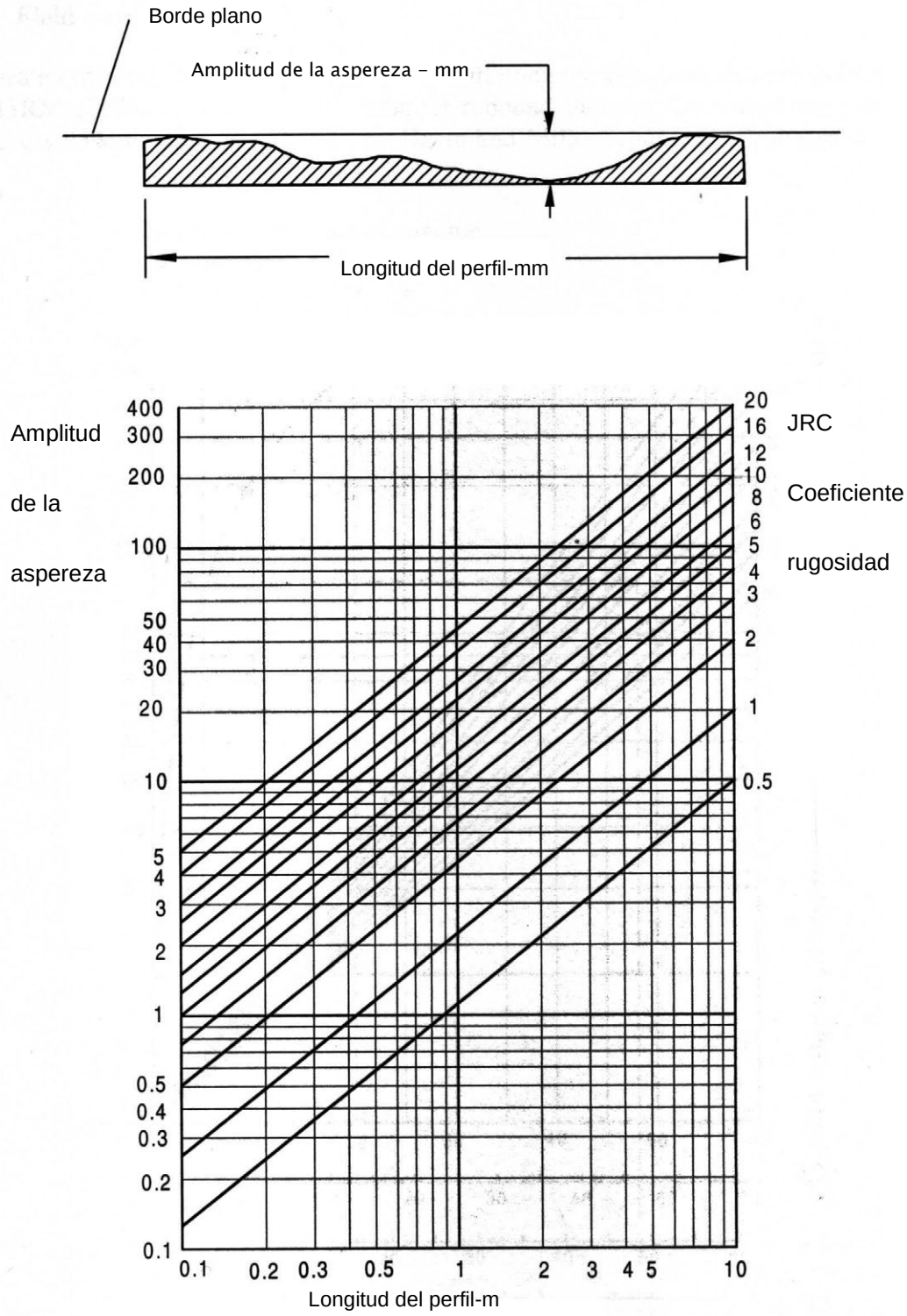


Figura 3.8. Método alternativo de Barton (1982) para calcular el JRC. Cortesía Balkema.

La resistencia a compresión simple de los labios de la discontinuidad o *JCS* se puede obtener mediante la aplicación del martillo de Schmidt tipo L sobre la discontinuidad y utilizando el ábaco de la Figura 3.12 que se adjunta, propuesto por Miller (1966). Este aparato (fotografía de la Figura 3.11) consiste básicamente en un vástago que lleva conectado un muelle. Se coloca el vástago sobre la roca y se introduce en el martillo empujando este contra la roca lo que da lugar a que se almacene energía en un muelle que se libera automáticamente cuando esa energía elástica alcanza un cierto nivel y lanza una masa contra el vástago. La altura que alcanza esta marca al rebotar, que se mide en una escala graduada de 0 a 60 es directamente proporcional a la dureza y por tanto a la resistencia a compresión simple de la superficie de roca.

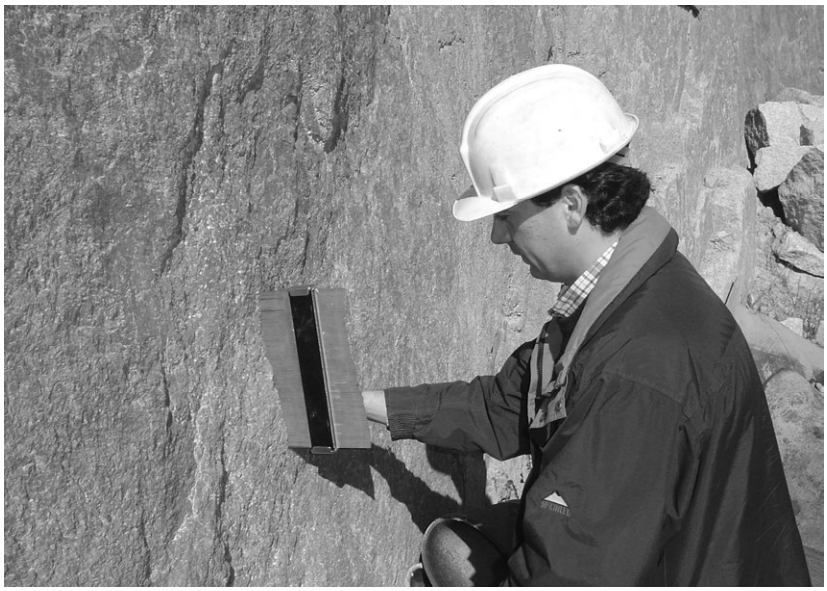


Figura 3.9. Aplicación del peine de Barton sobre una discontinuidad. Foto de los autores.

Figura 3.10. Fotografía del martillo de Schmidt tipo L. Foto de de los autores.

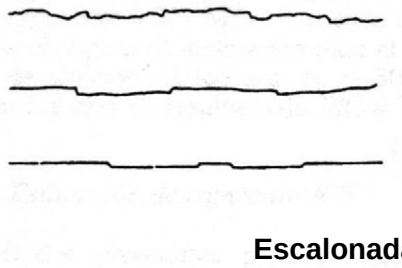
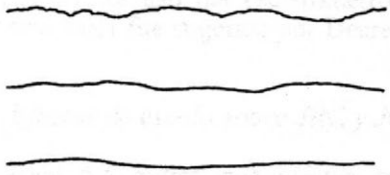
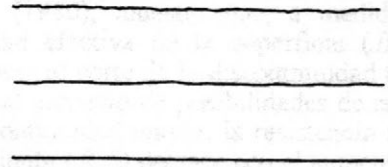
Descripción	Perfil	J_r	JRC 200mm	JRC 1 m
Rugosa		4	20	11
Lisa		3	14	9
Pulida		2	11	8
	Escalonada			
Rugosa		3	14	9
Lisa		2	11	8
Pulida		1.5	7	6
	Ondulada			
Rugosa		1.5	2.5	2.3
Lisa		1.0	1.5	0.9
Pulida		0.5	0.5	0.4
	Plana			

Figura 3.11. Método alternativo de Barton (1987) para calcular el JRC y correlacionarlo con el índice de alteración y rugosidad Jr, de la clasificación geomecánica Q de Barton.

Para obtener el valor de esta resistencia o *JCS*, conociendo el número de rebotes, *R*, resultado medio de varios ensayos, se aplica la siguiente expresión:

$$JCS = 10^{0,00088 \cdot \gamma \cdot R + 1,01} \tag{3.9}$$

Donde γ es el peso específico de la roca expresado en kN/m^3 y *R* es el número de rebotes del martillo de Schmidt. Este número se debe corregir en el caso de que el martillo no se aplique verticalmente y hacia abajo. También y para representar esta fórmula, se puede utilizar el ábaco de la Figura 3.12, en el que se incluyen las correcciones para la orientación del martillo. Para obtener un valor de *R* representativo conviene realizar varios ensayos (entre 8 y 10) eliminando los dos o tres valores inferiores y promediando, ya que en algunas ocasiones parte de la energía que se transmite a la superficie no se recupera en forma de rebote, si no que se disipa en forma de movimiento o rotura de granos.

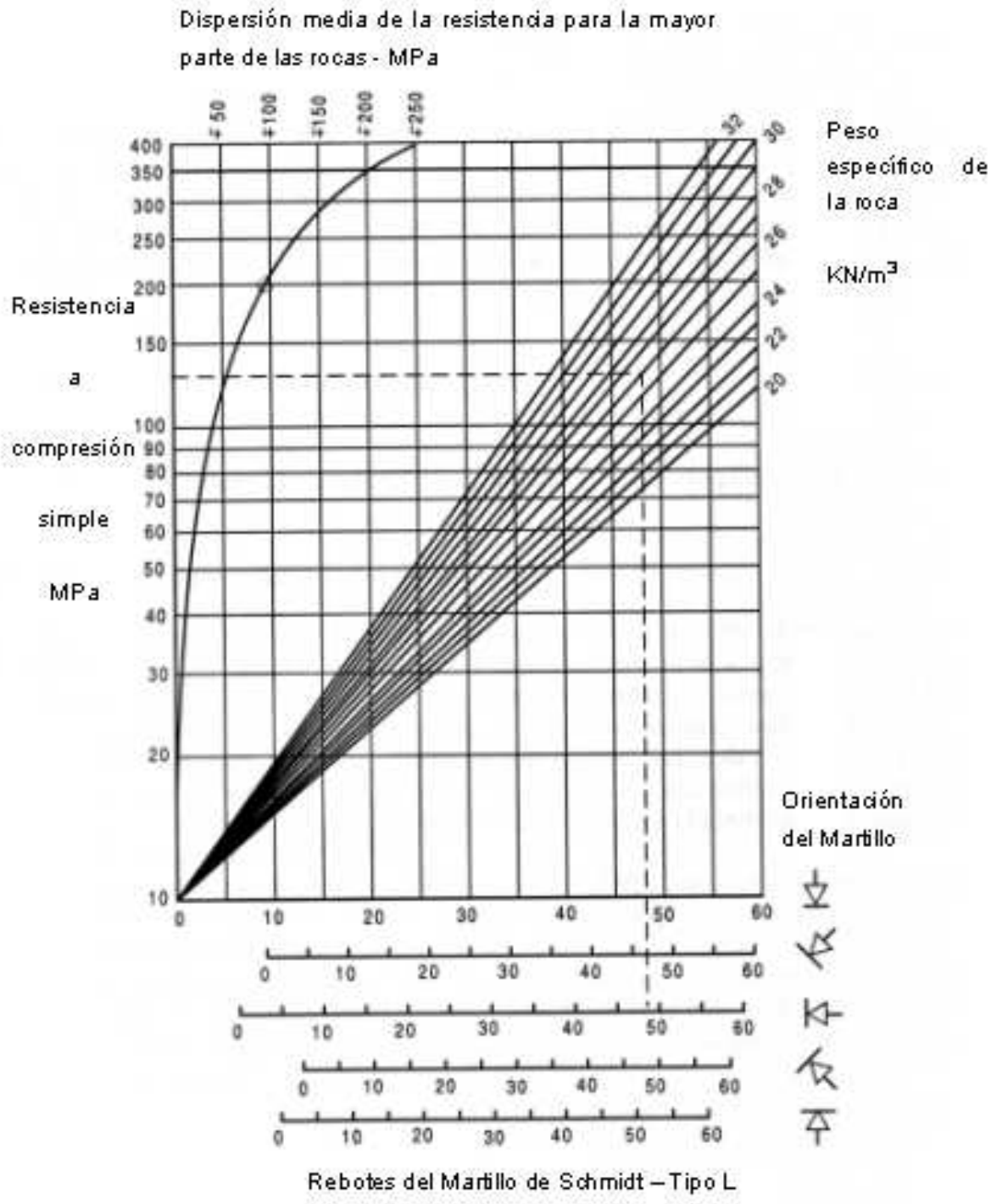


Figura 3.12. Ábaco para la obtención de la resistencia a compresión simple de una roca o de los labios de una discontinuidad a partir de medidas con el martillo de Schmidt tipo L o esclerómetro (basado en Miller, 1966).

En general el valor de *JCS* que se obtenga para una determinada discontinuidad deberá ser inferior a la resistencia a compresión simple de la roca sana, de forma que en general se podría estimar *JCS* como la resistencia a compresión simple del material sano dividida entre una constante que se aproximará a 2,5 para rocas densas, a 5 para rocas intermedias y que llegará a 10 para el caso de rocas porosas.

Tabla 3.1: Ángulo de fricción básico para varias rocas, a partir de referencias bibliográficas (tomados de Ramírez Oyanguren et al.,1991).

TIPO DE ROCA	ESTADO DE HUMEDAD	ÁNGULO DE FRICCIÓN BÁSICO ϕ_b	REFERENCIA
A. ROCAS SEDIMENTARIAS:			
- Arenisca	Seco	26 – 35	Patton, 1966
- Arenisca	Húmedo	25 – 33	Patton, 1966
- Arenisca	Húmedo	29	Ripley & Lee, 1962
- Arenisca	Seco	31 – 33	Krsmanovic ,1967
- Arenisca	Seco	32 – 34	Coulson, 1962
- Arenisca	Húmedo	31 – 34	Coulson, 1962
- Arenisca	Húmedo	33	Richards, 1975
- Pizarra	Húmedo	27	Ripley & Lee, 1962
- Limolita	Húmedo	31	Ripley & Lee, 1962
- Limollita	Seco	31 – 33	Coulson, 1962
- Limolita	Húmedo	27 – 31	Coulson, 1962
- Conglomerado	Seco	35	Krsmanovic ,1967
- Creta	Húmedo	30	Hurchinson, 1972
- Caliza	Seco	31 – 37	Coulson, 1962
- Caliza	Húmedo	27 - 35	Coulson, 1962
B. ROCAS IGNEAS:			
- Basalto	Seco	35 – 38	Coulson, 1962
- Basalto	Húmedo	31 – 36	Coulson, 1962
- Granito de grano fino	Seco	31 – 35	Coulson, 1962
- Granito de grano fino	Húmedo	29 – 31	Coulson, 1962
- Granito de grano grueso	Seco	31 – 35	Coulson, 1962
- Granito de grano grueso	Húmedo	31 – 33	Coulson, 1962
- Pórfido	Seco	31	Barton, 1971
- Pórfido	Húmedo	31	Barton, 1971
- Dolerita	Seco	36	Richards, 1975
- Dolerita	Húmedo	32	Richards, 1975
C. ROCAS METAMÓRFICAS:			
- Anfibolita	Seco	32	Wallace et al., 1970
- Gneis	Seco	26 – 29	Coulson, 1962
- Gneis	Húmedo	23 – 26	Coulson, 1962
- Esquisto	Seco	25 – 30	Barton, 1971
- Esquisto	Seco	30	Richards, 1975
- Esquisto	Húmedo	21	Richards, 1975

3.2.2. Interpretación del criterio de Barton

La ecuación de Barton sugiere que la resistencia al corte presenta tres componentes básicos, a saber: una componente de fricción residual dada por el ángulo de fricción residual; una componente geométrica regulada por el coeficiente de rugosidad de juntas ó *JRC* y por último una componente que tiene en cuenta la posible rotura de las asperezas controlada por la relación entre la resistencia a compresión simple de los labios de la discontinuidad (*JRC*) y la tensión normal aplicada (σ_n). Los factores de geometría *JRC* y resistencia de asperezas *JCS* se potencian mutuamente tal y como demuestra su estructura de producto en la ecuación. Esto obedece al hecho de que cuando la junta es plana (poco rugosa) la resistencia del material de los labios apenas influye sobre la resistencia de la junta; mientras que en discontinuidades muy

rugosas su influencia es muy grande, tal y como demuestran los gráficos de la Figura 3.13, obtenidos por aplicación directa de la fórmula de Barton.

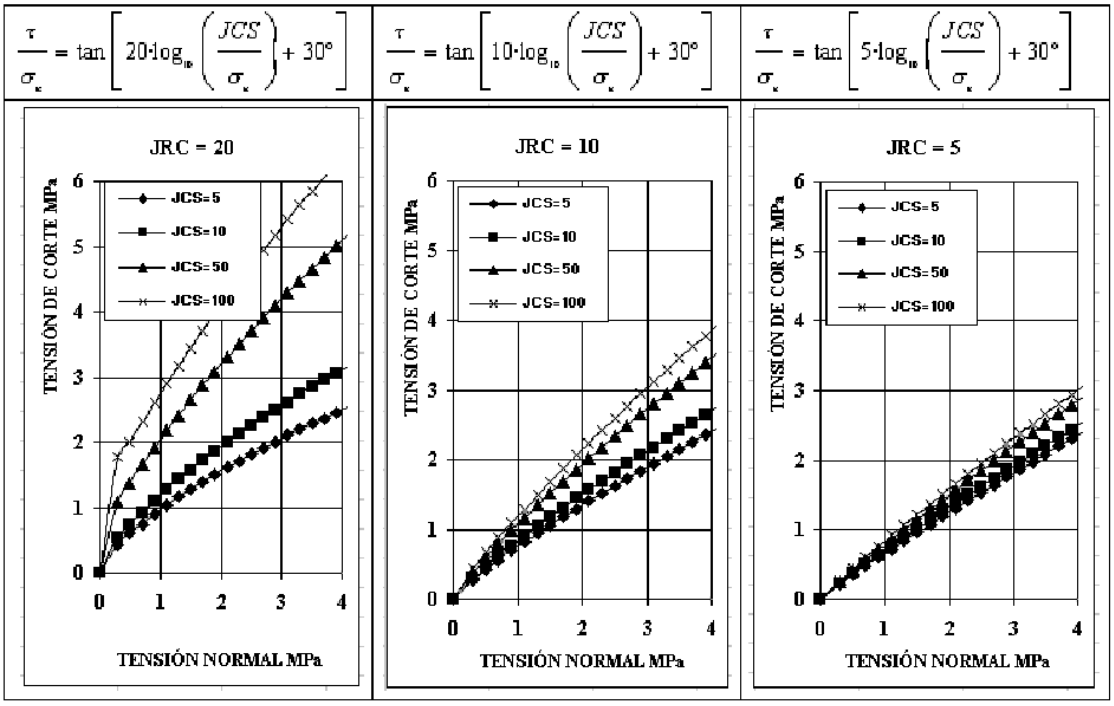


Figura 3.13. Representación gráfica en ejes tensión cortante – tensión normal de la ley de Barton. Cada gráfica corresponde a un valor de *JRC* y en ella aparecen las líneas correspondientes a cuatro valores de *JCS*.

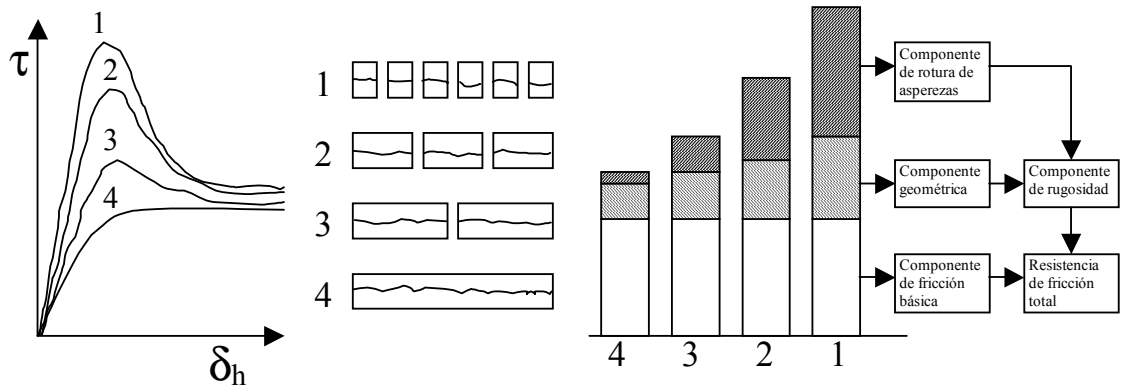


Figura 3.14. Efecto de escala sobre las tres componentes de una discontinuidad rugosa sin relleno. Interpretado a partir de los estudios de Bandis (1990) y Barton y Bandis (1990) por Hoek et al. (1995).

3.2.3. Efecto de escala

Las discontinuidades pueden presentar diferentes rugosidades dependiendo de su tamaño. En los ensayos en los que se permite dilatancia, o sea, el desplazamiento normal, la rugosidad disminuye a medida que aumentan las dimensiones de la muestra, por lo que el ángulo de fricción de pico decrece al aumentar el tamaño de la discontinuidad. En los ensayos en los que no se permite dilatancia este efecto es mucho menos importante.

Según se puede observar en la figura 3.14, modificada a partir de Barton y Bandis (1990), los componentes geométricos y de rotura de asperezas se combinan para dar la componente neta de la rugosidad ("*i*" en la fórmula de Patton), a la que habría que añadirle el ángulo de fricción residual para obtener la resistencia friccional total de la junta. De esto y de la figura señalada se deduce que las dos componentes señaladas son dependientes de la escala de la discontinuidad. De esta manera dichos autores comprobaron la influencia de la escala y llevaron a cabo un programa de laboratorio extensivo sobre juntas y copias de juntas y una revisión bibliográfica, fruto de los cuales propusieron las correcciones de escala para *JRC* y *JCS* que se presentan en las siguientes expresiones:

$$JRC_n = JRC_0 \left(\frac{L_n}{L_0} \right)^{-0.02 \cdot JRC_0} \tag{3.10}$$

$$JCS_n = JCS_0 \left(\frac{L_n}{L_0} \right)^{-0.03 \cdot JRC_0} \tag{3.11}$$

Donde JRC_0, JCS_0, y L_0 (longitud) se refieren a muestras a escala de laboratorio, de 100 mm, y JRC_n, JCS_n, y L_n se refieren a tamaños de las juntas naturales in-situ.

El parámetro JCS_0, resistencia a compresión de los labios de una junta, correspondiente a ensayos de laboratorio sobre muestras de 100 mm, tiene un valor máximo igual a la resistencia a compresión simple del material rocoso intacto, en el caso de que la junta presente una superficies fresca, no meteorizada e inalterada. La resistencia se irá reduciendo a medida que aumente el nivel de meteorización o alteración de las superficies de discontinuidad y también el tamaño de la discontinuidad, tal y como sugieren las ecuaciones 3.10 y 3.11.

3.2.4. Fricción y cohesión instantáneas

Debido al desarrollo histórico de la disciplina de la mecánica de rocas, muchos de los análisis realizados para calcular el coeficiente de seguridad frente al deslizamiento en los taludes a través de una discontinuidad, se expresaban en términos de cohesión y fricción de Mohr-Coulomb, aunque desde 1970 se ha reconocido que la relación entre la resistencia al corte y la tensión normal en una junta se puede representar de manera más exacta mediante una relación no lineal como la propuesta por Barton (1973). La ecuación de Barton no viene dada en términos de "*c*" y "ϕ". Por ello es necesario para algunos cálculos estimar la cohesión y ángulo de fricción equivalentes, de la mejor manera posible, a partir de expresiones como la de Barton.

La Figura 3.15. presenta las definiciones de *cohesión instantánea* c_i y ángulo de *fricción instantáneo* ϕ_i para una tensión normal σ_n. Estas cantidades vienen dadas respectivamente por la ordenada en el origen y la pendiente de la recta tangente a la curva que relaciona la resistencia al corte con la tensión normal. Se pueden utilizar estos valores en el análisis de estabilidad en los que se utilice el criterio de deslizamiento de Mohr-Coulomb (Ecuación 3.1), siempre que la tensión normal σ_n este razonablemente próxima al valor utilizado para definir el punto tangente (Hoek *et al*., 1995).

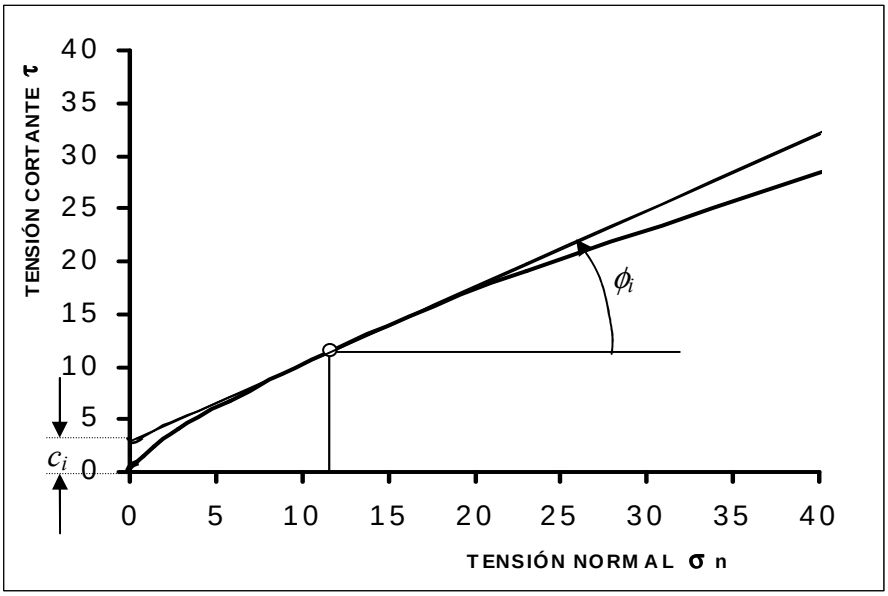


Figura 3.15: Definición de la cohesión instantánea c_i y el ángulo de fricción instantáneo ϕ_i para un criterio de rotura no lineal. Según Hoek et al.,1995. Cortesía Balkema.

Para obtener estos valores Hoek *et al*. (1995) proponen calcular los valores de la cohesión y fricción instantáneas para cada valor de la tensión normal de forma que ϕ_i sea:

$$\phi_i = \arctan\left(\frac{\partial \tau}{\partial \sigma_n}\right) \tag{3.12}$$

donde:

$$\frac{\partial \tau}{\partial \sigma_n} = \tan\left[\mathrm{JRC}\cdot \log_{10}\left(\frac{\mathrm{JCS}}{\sigma_n}\right) + \phi_b\right] - \frac{\pi \cdot JRC}{180 \cdot \ln 10}\left\{\tan^2\left[JRC\cdot \log_{10}\left(\frac{\mathrm{JCS}}{\sigma_n}\right) + \phi_b\right] + 1\right\} \tag{3.13}$$

La cohesión instantánea c_i se calcula como:

$$c_i = \tau - \sigma_n \cdot \tan\phi_i \tag{3.14}$$

Para seleccionar adecuadamente los valores c_i y ϕ_i para su uso en un estudio específico, la tensión normal media σ_n que actúa sobre la discontinuidad debe ser estimada. En muchos casos prácticos, un valor único de σ_n será suficiente pero, cuando se estudien problemas en los que la estabilidad es crítica, la selección de la tensión normal se debe repetir para cada superficie de discontinuidad observada.

3.2.5. Fiabilidad del modelo de Barton y otros métodos

El método de estimación de la resistencia al corte de Barton presentado es con diferencia el más comúnmente utilizado en la práctica, debido a la simplicidad de su uso y por que en general no ha dado lugar a demasiados problemas.

No obstante Rasouli y Harrison (2001) analizaron la fiabilidad del método, con especial atención a la estimación del *JRC*, realizando estimaciones de parámetros y comparándolas con resultados de ensayos. Concluyeron que la aplicación de este método basada en los perfiles de rugosidad de la Figura 3.7. no resulta demasiado fiable. Evidentemente los métodos de estimación de la rugosidad como el de Barton son inexactos, ya que entre otras cosas son incapaces de tener en cuenta la anisotropía, fenómeno que ocasionalmente es muy marcado en las juntas, sin embargo, su utilización es muy común por que, en primer lugar, y tal como han constatado diversos autores, resulta más bien conservador; y además, retomando la cita que inicia este capítulo, de nada vale un método matemático muy sofisticado si se es incapaz de estimar en manera razonable y a coste apropiado, valores adecuados para dicho modelo.

Kulatilake et al. (1995) basándose en estudios detallados de laboratorio sobre un elevado número de discontinuidades naturales propusieron un nuevo criterio de rotura de discontinuidades que pretendía superar algunos de los defectos del método de Barton, como el hecho de no contemplar la anisotropía. La expresión que propusieron es:

$$\tau = \sigma_n \cdot \tan\left(\phi_b + a \cdot (\mathrm{SRP})^c \left[\log_{10}\left(\frac{\mathrm{JCS}}{\sigma_n} \right) \right]^d + \mathrm{I} \right) \tag{3.15}$$

Donde a parte de los parámetros ya definidos por Barton, aparece el *SRP*, que sería un parámetro estacionario de rugosidad e I que sería un parámetro no estacionario dependiente de la rugosidad. Ambos se pueden definir mediante el uso de técnicas de geometría fractal y se determinan a partir de la medida de los perfiles de rugosidad de la junta en diferentes direcciones y a su vez dependerían de la escala. Finalmente los parámetros *a*, *c* y *d* serían experimentales y se obtendrían realizando varios ensayos de corte sobre la junta y estimándolos con regresiones por mínimos cuadrados. Mediante esta técnica, que necesita recuperar la superficie completa de cada discontinuidad con técnicas láser y realizar múltiples ensayos con replicas de discontinuidades naturales, realizaron predicciones muy exactas.

Fardin et al. (2001) y otros autores investigan métodos análogos, sin embargo, para poder obtener parámetros realistas de este tipo de expresiones complejas resulta necesario utilizar técnicas de muestreo y ensayos de laboratorio inabordables en la práctica común de las empresas de ingeniería. Por todo ello, el método de Barton, que es inexacto pero conservador, se sigue utilizando en un elevado porcentaje de estudios y proyectos y parece que esta tendencia continuará en el futuro. En este sentido Hudson y Harrison (1997) indican que es posible que se produzcan avances en la caracterización geométrica y geotécnica de juntas como resultado de las investigaciones que se están llevando a cabo, pero que estos avances sólo serán extensiones de las técnicas convencionales aquí presentadas, de forma que se irá llegando a formulaciones muy complicadas y de dudosa aplicación práctica.

3.3. Discontinuidades con relleno

En el apartado anterior se ha analizado la resistencia al corte de discontinuidades en las que sus labios contactaban entre sí a lo largo de toda la longitud de la superficie considerada. Esta resistencia al corte se reduce drásticamente cuando este contacto desaparece en todo o en parte y es sustituido por un material blando de relleno, como los materiales arcillosos.

En superficies planas, como los planos de estratificación característicos de rocas sedimentarias, una fina capa de arcilla dará lugar a una disminución significativa de su resistencia al corte.

En una junta muy rugosa u ondulada, el espesor del relleno tendrá que ser mayor que la amplitud de la ondulación para que la resistencia al corte de la junta se reduzca hasta aquella del material de relleno.

En este sentido Goodman (1983) propuso que el comportamiento de la discontinuidad rellena sería diferente en función de la relación entre la amplitud de la aspereza máxima que se encuentre en una discontinuidad y el espesor de relleno máximo. Así cuando esta relación es muy elevada, esto es, con un relleno muy fino para gran rugosidad, el comportamiento se aproximaría al descrito mediante las técnicas de Barton. A medida que esta relación disminuye el comportamiento resistivo de la discontinuidad va disminuyendo del previsto por Barton y se iría acercando al del material de relleno, de manera que cuando esta relación se hace uno, la rotura tendrá lugar en su totalidad a través del material de relleno, por lo que en ese momento y para valores mayores de dicha relación, los parámetros resistentes de la junta serán los del material de relleno aunque su espesor no sea superior a la máxima altura de las asperezas. Las observaciones de Goodman (1983) se ilustran en la Figura 3.16.

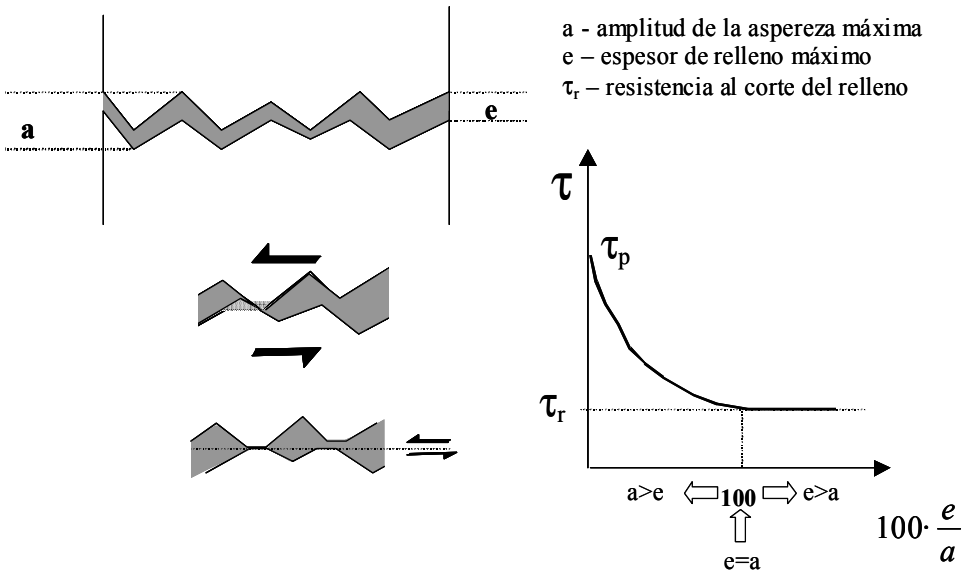


Figura 3.16: Comportamiento resistente esquematizado y presentado en forma gráfica de una discontinuidad rugosa con relleno.

Tabla 3.2: Resistencia al corte de discontinuidades rellenas y materiales de relleno (Según Barton, 1974)

Roca	Descripción	*c'* (MPa) de pico	ϕ ° de pico	*c'* (MPa) residual	ϕ ° residual
Basalto	Brecha basáltica arcillosa, amplia variación del contenido en arcilla y basalto	0,24	42		
Bentonita	Filón bentonítico en creta	0,015	7.5		
	Capas estrechas	0,09-0,12	12-17		
	Ensayos triaxiales	0,06-0,1	9-13		
Pizarra Bentonítica	Ensayos triaxiales	0-0,27	8,5-29		
	Ensayos de corte directo			0-0,03	8,5
Arcillas	Sobreconsolidas, deslizamientos, juntas y cizallamientos menores	0-0,18	12-18,5	0-0,003	10,5-16
Lutita arcillosa	Ensayos triaxiales	0,06	32		
	Superficies de estratificación			0	19-25
Lutitas en carbón	Capas de arcilla milonítica, 10 a 25 mm	0,012	16	0	11-11,5
Dolomía	Capa de lutita alterada	0,04	14,5	0,02	17
Diorita, grano-diorita y pórfido	Relleno arcilloso (arcilla 2 %, IP = 17%)	0	26,5		
Granito	Fallas rellenas de arcilla	0-0,1	24-45		
	Relleno de falla arenoso	0,05	40		
	Zona de cizalla tectónica, granitos esquistosos y rotos, roca desintegrada y arcilla.	0,24	42		
Grauwaca	1-2 mm de arcilla en planos de estratificación.			0	21
Caliza	capa de 6 mm de arcilla	0,1	13-14	0	13
	10-20 mm de relleno arcilloso <1 mm relleno de arcilla	0,05-0,2	17-21		
Calliza, marga y lignito	Capas de lignito interestratificadas	0,08	38		
	contacto marga / lignito	0.1	10		
Caliza	Juntas margosas, 20 mm de espesor	0	25	0	15-24
Lignito	Contacto entre lignito y arcilla	0,014-0,03	15-17,5		
Montmorillonita y arcilla bentonítica	Capas de 80 mm de bentonita (montmorillonita) arcilla en lutitas	0,36 0,016-0,02	14 7,5-11,5	0,08	11
Esquisto, cuarcita, y esquisto siliceo	Relleno arcilloso de 10-15 mm	0,03-0,08	32		
	Estratificación con arcilla en capas finas	0,61-0,74	41		
	Estratificación con arcilla en capas gruesas	0,38	31		
Pizarra metamórfica	Finamente laminada y alterada	0,05	33		
Cuarzo / caolín / pirolusita	Ensayos triaxiales sobre muestras remodeladas	0,042-0,09	36-38		

Barton (1974) llevó a cabo una recopilación bibliográfica y una revisión detallada del comportamiento resistente de las discontinuidades con relleno. A partir de esta revisión, se presenta en la Tabla 3.2. un resumen de los valores de resistencia al corte de los materiales de relleno de discontinuidades más comunes. Si los macizos rocosos presentan juntas con espesores grandes de arcilla o material granular y en el caso de que la resistencia al corte de las discontinuidades con relleno pueda jugar un papel significativo en la estabilidad del macizo,

resulta harto recomendable enviar muestras de los materiales de relleno a un laboratorio de mecánica de suelos para analizar con la suficiente exactitud el comportamiento resistente de estos materiales, que marcará la resistencia al corte de las discontinuidades.

3.4. Influencia de la presión de agua

Cuando existe presión de agua en el macizo rocoso, ésta produce un empuje que separa los labios de la discontinuidad y reduce la tensión normal σ_n. En condiciones de régimen permanente, en las que hay suficiente tiempo para que la presión de agua alcance el equilibrio en el macizo rocoso, la tensión normal reducida se define como $\sigma_n = (\sigma_n - u)$, donde u es la presión de agua. Esta tensión normal reducida σ_n se suele denominar *tensión normal efectiva*, y se debe utilizar en vez del término tensión normal σ_n en todas las ecuaciones presentadas en los apartados anteriores de este capítulo.

3.5. Parámetros deformacionales (rigidez y dilatancia)

Dentro de los parámetros deformacionales de las discontinuidades hay que estimar las rigideces normal y tangencial y la dilatancia.

3.5.1. Rigidez cortante o tangencial

Se denomina rigidez cortante o tangencial, k_s, a la relación entre la tensión cortante aplicada sobre una muestra frente al desplazamiento de corte sufrido por el bloque que se desplaza, antes de alcanzar el límite de resistencia de pico de la discontinuidad o la denominada τ_{pico}, tal y como muestra la Figura 3.2:

$$k_s = \frac{\tau}{\delta_h} \tag{3.16}$$

Aunque es un parámetro que va variando ligeramente para distintos niveles de tensión cortante se suele estimar tomando el valor medio de la pendiente del ensayo justo en el momento de alcanzar τ_{pico}, y por tanto:

$$k_s = \frac{\tau_{pico}}{\delta_{h,pico}} \tag{3.17}$$

Se ha comprobado que τ_{pico} se suele alcanzar para valores de δ_h aproximadamente el 1% de la longitud de la discontinuidad, esto es cuando $\delta_{h,pico} = L_n/100$. Teniendo esto en cuenta e introduciendo la fórmula de Barton (ecuación 3.6.) en la expresión 3.17, se tendrá que:

$$k_s = \frac{\tau_{pico}}{\delta_h} = \frac{100}{L} \cdot \sigma_n \cdot \tan\left(JRC \cdot \log_{10} \frac{JCS}{\sigma_n} + \phi_b \right) \quad (3.18)$$

Si la longitud de la muestra es diferente de 10 cm, como sucede normalmente, convendrá introducir el efecto de escala en la expresión de Barton para obtener el valor de τ_{pico} corregido. Además, en este caso, y a partir de los estudios de laboratorio de Bandis (1990), el desplazamiento cortante se puede estimar mejor a partir de la expresión:

$$\delta_h(\tau_{pico}) = \frac{L_n}{500} \cdot \left(\frac{JRC}{L_n} \right)^{0,33} \quad (3.19)$$

3.5.2. Rigidez normal

Se denomina rigidez normal, k_n, a la relación entre la tensión normal aplicada sobre una muestra frente al desplazamiento perpendicular a la dirección de la junta:

$$k_n = \frac{\sigma_n}{\delta_v} \quad (3.20)$$

Este parámetro, aunque resulta necesario para simular el comportamiento de una junta mediante métodos numéricos, en la práctica resulta difícil de estimar. Ciertamente, si se trata de una discontinuidad sin relleno y con los labios formados por una roca muy dura el valor de esta rigidez tenderá a infinito. Siempre existirá, además, la limitación física de que ambas superficies de la discontinuidad no podrán interpenetrarse.

En la práctica se suele tomar este valor como una fracción de la rigidez cortante, como proponen utilizar algunos códigos numéricos (Itasca, 1998):

$$10 \cdot k_s < k_n < 100 \cdot k_s \quad (3.21)$$

3.5.3. Dilatancia

Se define el ángulo de dilatancia, d_n, como la relación entre el desplazamiento vertical y el desplazamiento horizontal en un punto de una discontinuidad durante un proceso de corte:

$$d_n = \arctan\left(\frac{\delta_v}{\delta_h} \right) \quad (3.22)$$

Diversos autores han observado que la dilatancia máxima, o ángulo de dilatancia de pico, suele coincidir con el instante en que se produce le tensión de corte de pico (Figura 3.17). Sin embargo, en las primeras fases de la realización de un ensayo de corte directo, sobre todo en aquellos casos que se realizan a tensiones normales elevadas, el desplazamiento vertical y por tanto la dilatancia, resultan negativos.

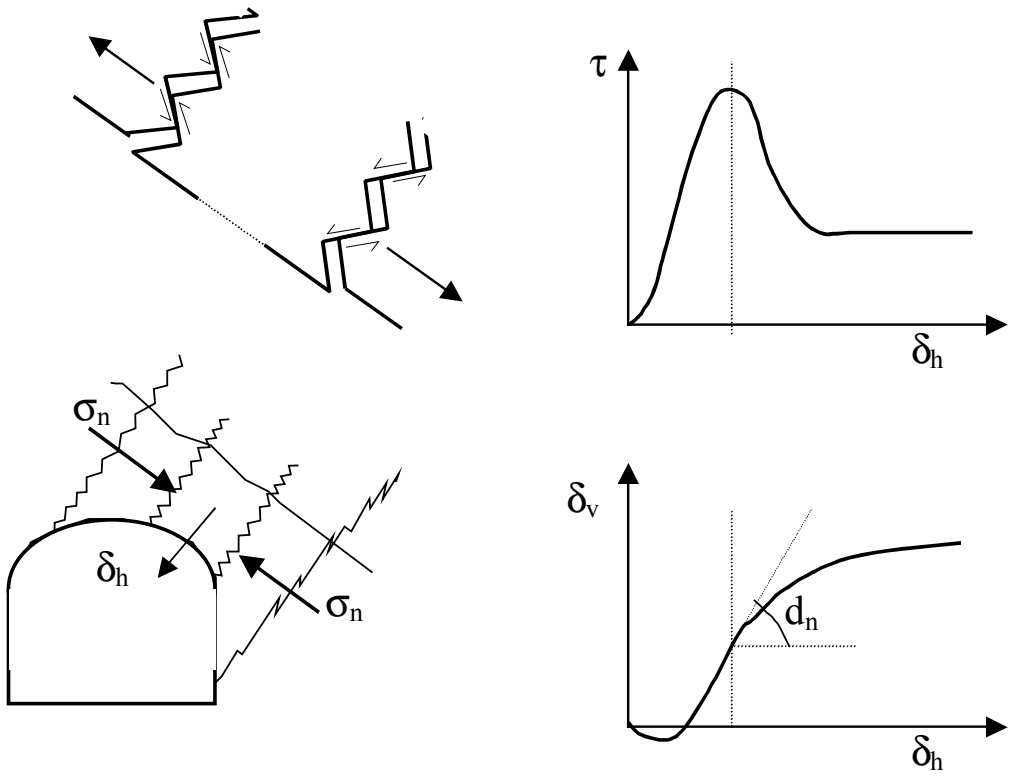


Figura 3.17: Dilatancia: efectos y representación gráfica en los ejes correspondientes.

Cuando la tensión normal que actúa sobre la discontinuidad es bastante menor que la resistencia de la roca o más bien de los labios de esta, se deduce del apartado 3.2. de este capítulo que el ángulo de dilatancia es igual a la diferencia entre el ángulo de fricción de pico y el residual, por lo que se puede calcular directamente a partir de la fórmula de Barton como:

$$d_{n-pico} = JRC \cdot \log_{10}\left(\frac{JCS}{\sigma_n}\right) \tag{3.23}$$

En este caso las asperezan no sufren casi ningún daño durante el corte. Por el contrario si la tensión normal es mayor que la resistencia de las asperezas, éstas resultarán dañadas al producirse el corte y, según Barton y Bandis (1990), el ángulo de dilatancia se reduce hasta aproximadamente la mitad del obtenido de la fórmula 3.23.

En excavaciones subterráneas en macizos rocosos el papel que juega la dilatancia de las juntas en la estabilidad de bloques y cuñas de roca situados en el entorno del hueco es enorme, y ha sido tradicionalmente subvalorado. Tal y como muestra la Figura 3.17, si se tiene un bloque sometido a confinamiento, al comenzar el bloque a desplazarse hacia la cavidad, este se acuña, por efecto de la dilatancia, por lo que parte de la energía potencial se invierte en incrementar la tensión normal sobre la discontinuidad, lo que a su vez aumentará su capacidad resistente.

Este efecto de la dilatancia es el que logra que cavidades de grandes dimensiones sean estables –como algunos pabellones subterráneos de hockey sobre hielo construidos en los últimos años en Noruega y Finlandia de hasta 60 metros de anchura– mientras que túneles de pequeño diámetro se caigan.

3.6. Ensayos de laboratorio

El ensayo que más comúnmente se lleva a cabo en laboratorio para analizar el comportamiento de las discontinuidades es el ensayo de corte directo que se presentará a continuación. También, en determinados proyectos, se ensaya en laboratorio el ángulo de fricción básico de los materiales rocosos, mediante ensayos de inclinación, también denominados “tilt-tests”

3.6.1. Ensayo de corte directo

Consiste en ensayar a cortante una discontinuidad. En general existen diversas máquinas y disposiciones para realizar este tipo de ensayos, resultando más problemática la toma de muestras de discontinuidades poco alteradas, traslado a laboratorio y su manipulación hasta encajarlas correctamente en el molde o caja de ensayo, que el ensayo propiamente dicho. Este proceso puede variar las propiedades naturales de la junta.

Se utiliza una caja de corte formada por dos mitades o moldes, siendo comúnmente uno fijo y otro móvil, donde se insertarán (comúnmente mediante mortero) de la mejor manera posible los dos bloques correspondientes a ambos lados de la junta. Especial atención se prestará a que la discontinuidad quede asentada en dirección paralela al movimiento de corte que se la vaya a aplicar. Las máquinas básicamente constan de dos sistemas de aplicación de tensión (uno para la tensión normal y otro para la tensión de corte) accionados por mecanismos hidráulicos o mecánicos con sus correspondientes sistemas de medida de la carga aplicada.

Se suelen colocar dos dispositivos de medida de desplazamientos (típicamente comparadores o medidores de la deformación longitudinal mecánicos con transductores electrónicos –LVDT-) para poder estimar en todo momento los desplazamientos cortantes y normales. Un ejemplo de una maquina de corte se presenta en la Figura 3.18, tomada de Hoek (1999).

El procedimiento a seguir en el ensayos es (Ramírez Oyanguren *et al*., 1984):

1) La muestra que contiene la junta a analizar se talla al tamaño conveniente para que encaje en el molde. El plano de discontinuidad deberá coincidir necesariamente con el plano de corte.
2) Se moldea la probeta en hormigón o mortero; cuando éste ha fraguado, se retira la muestra del molde y se introduce en la caja de corte. Se coloca la mitad superior de la caja y se aplica a continuación una ligera carga normal, para evitar movimientos al poner a cero los indicadores de desplazamiento.
3) Se aumenta la carga normal hasta el valor prefijado para el ensayo, que deberá permanecer constante durante el mismo.

4) Se va aplicando gradualmente la carga tangencial hasta alcanzar la resistencia de pico, continuándose el ensayo hasta que se observe que basta con una carga inferior para mantener el movimiento de corte; esta será la carga residual.
5) Si al llegar al desplazamiento máximo compatible con la longitud de la discontinuidad, no se ha alcanzado el valor de la resistencia residual, se suprime la tensión normal, se coloca de nuevo la probeta en su posición primitiva y se realiza otra vez el ensayo hasta obtener el valor de la resistencia residual.

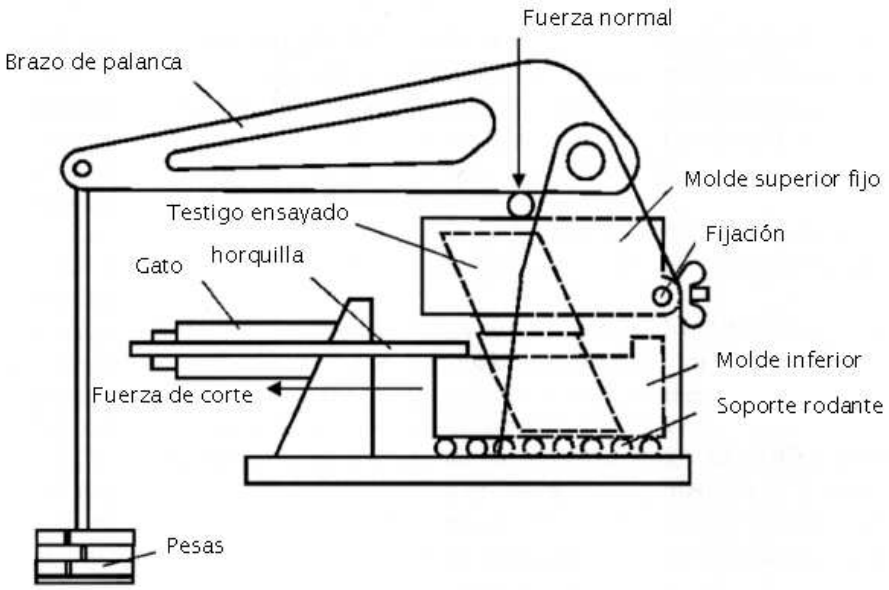


Figura 3.18: Diagrama de la sección de una máquina muy sencilla de corte directo utilizada para la medida de resistencia al corte en juntas de granito. (Según Hoek, 1999).

3.6.2. Ensayo de inclinación de laboratorio para obtener el ángulo de fricción básico

El ángulo de fricción básico de un material rocoso se puede obtener en laboratorio simplemente aplicando la definición propuesta por Barton (1976) que dice que este ángulo será el valor de "*arctan* (τ/σ_n)" obtenido cuando se realiza un ensayo de inclinación sobre discontinuidades totalmente sanas, planas, secas y serradas en laboratorio. Por lo que el ángulo de inclinación de una placa sobre otra en el momento del deslizamiento será el ángulo de fricción básico.

Stimpson (1981) observó que en muchas ocasiones resulta mucho más sencillo contar con testigos de sondeo (muestras cilíndricas de roca) que con bloques o placas tales como las que indicaba Barton. Así propuso realizar el ensayo de inclinación con tres testigos o probetas dejando que una de ellas deslizará sobre las otras dos en la forma que se observa en la Figura 3.19. y se muestra en la fotografía de la Figura 3.20. y midiendo el ángulo inclinación "α" en el momento de comienzo del deslizamiento.

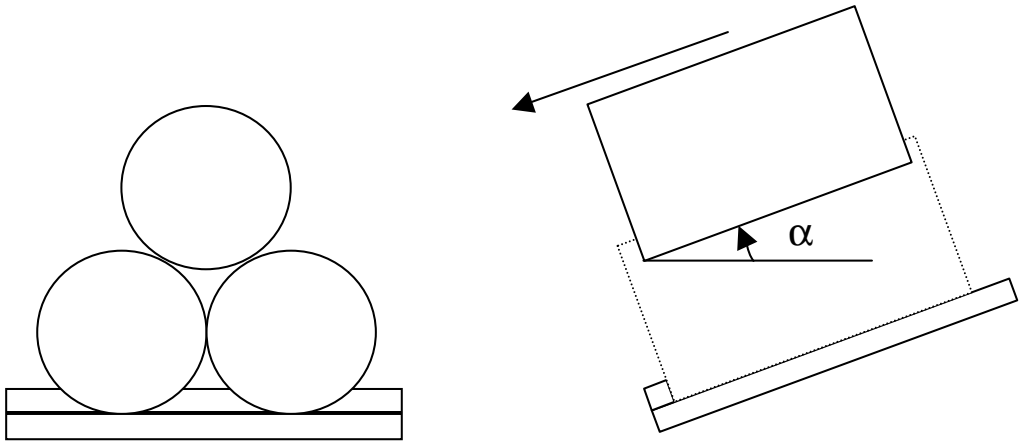


Figura 3.19: Diagramas de la sección y transversal de un ensayo de inclinación o "tilt-test" con testigos para obtener el ángulo de fricción básico según la propuesta de Stimpson (1981).

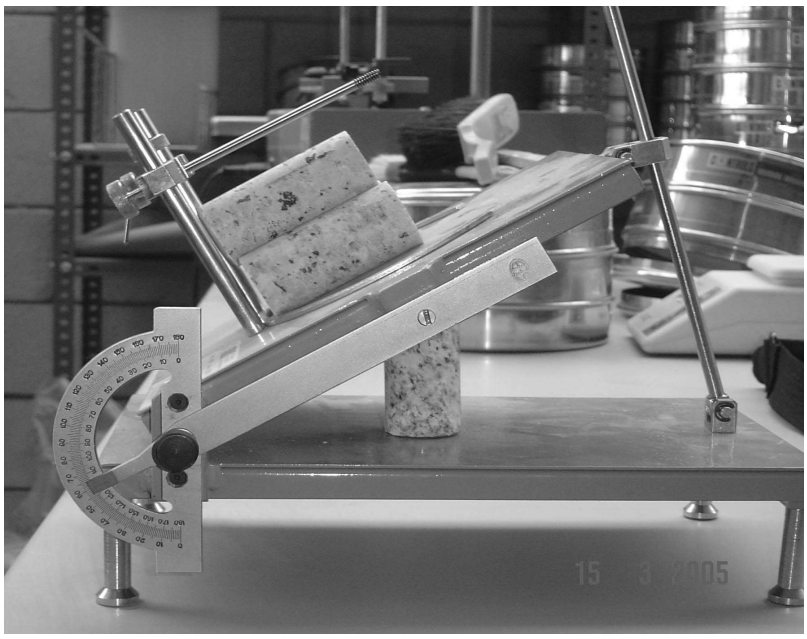


Figura 3.20: Imagen de la realización en laboratorio de un ensayo de inclinación o "tilt-test" con testigos para obtener el ángulo de fricción básico según la propuesta de Stimpson (1981).

A partir de la configuración geométrica del ensayo, Stimpson demostró que el ángulo de fricción básico de la roca de los testigos se podía calcular como:

$$\phi_b = \arctan\left(\frac{2}{\sqrt{3}}\cdot\tan\alpha\right) \tag{3.24}$$

Este ensayo resulta sencillo, barato y fácil de repetir y de gran utilidad para aplicar el modelo Barton-Bandis de estimación de las propiedades resistentes de la discontinuidades rugosas sin relleno, que son las que más comúnmente se encuentran en gran parte de los macizos rocosos a partir de cierta profundidad, por lo que se suele utilizar muy a menudo.

REFERENCIAS

Bandis, S.C. (1990). Mechanical properties of rock joints. Proc. Int. Soc. Rock Mech. Symp. On rock joints. Loen (Noruega). pp 125-140.

Barton, N. (1973). Review of a new shear strength criterion for rock joints. *Eng. Geol*., 7, 287-332.

Barton, N. (1974). A review of the shear strength of filled discontinuities in rock. NGI Publ. No. 105. Oslo (Noruega).

Barton, N. (1976). The shear strength of rock and rock joints. *Int. J.Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr*. Vol.13. 1-24.

Barton, N. (1982). Effects of Block Size in the Shear Behaviour of Blocky Rock. 23 Congreso de Estados Unidos de Mecánica de Rocas. Berkeley. pp 739-760.

Barton, N. (1987). Predicting the behavior of underground openings in rock. Manuel Rocha Memorial Lecture. Lisboa. NGI, Oslo Noruega.

Barton, N. y Choubey, V. (1977). The shear strength of rock joints in theory and practice. *Rock Mech.* 10 , 1-54.

Barton y Bandis (1990). Review of predictive capabilities of JRC-JCS model in engineering practice. Proc. Int. Soc. Rock Mech. Symp. On rock joints. Loen (Noruega). pp 603-610.

Brady, E. y Brown, E.T. (1985)*: "Rock Mechanics for Underground Mining*". Ed. George Allen & Unwin. Londres, RU.

Fardin, N., Jing, L. y Stephansson, O. (2001). Heterogeneity and anisotrpy of roughness of rock joints. *Proc. Rock Mechanics, a challenge for Society, EUROCK 2001.* Espoo (Finlandia). Ed. Balkema. pp. 223-227.

Goodman (1989). *Introduction to Rock Mechanics.* Ed. John Wiley & sons. New York. EEUU.

Hoek, E. y Bray, J. (1974). *Rock Slope Engineering*. IMM. Ed. Chapman & Hall, Londres, RU.

Hoek, E. y Brown, E.T. (1980). *Underground Excavations in Rock*. IMM. Ed. Chapman & Hall. Londres, RU.

Hoek, E. Kaiser, P.K. y Bawden, W.F. (1995). *Support of Underground Excavations in Hard Rock.* Ed. Balkema. Rotterdam. Holanda.

Hoek, E. (1999): Rock Enginering. Course Notes by E. Hoek. Internet: página web www.rocscience.com.

Hudson, J.A. y Harrison, J.P. (1997). *Engineering Rock Mechanics: An introduction to the principles*. Pergamon Press. Londres.

Itasca (1998). User Manual for FLAC, Version 3.4. Itasca Consulting Group Inc. Minneapolis. EEUU.

Kulatilake, P.H.S.W., Shou, G., Huang, T.H. y Morgan, R.M. (1995): New peak shear strength criteria for anisotropic rock joints. *Int. J.Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr*. Vol.32. No. 7. pp 673-697.

Ladanyi, B. y Archambault, G. (1970). Simulation of shear behaviour of a jointed rock mass. In *Rock Mechanics, Theory and Practice, Proc. 11 Symp. On Rock Mechanics*, Berkeley, pp 105-125.

Miller, R.P. (1966). Engineering classification and index properties for intact rock. Ph. D. thesis. Universidad de Illinois. EEUU.

Patton, F.D. (1966). Multiple modes of shear failure in rock. *Proc. 1 Cogr. Int. Soc. Rock Mech*., Lisboa (Portugal). 1, pp 509-513.

Ramírez Oyanguren, P. et al. (1984). *Mecánica de Rocas aplicada a la Minería Metálica Subterránea*. I.T.G.E., Madrid, España.

Rasouli, V. Y Harrison, J.P. (2001). Is the observational method of roughness determination trustworthy?. *Proc. Rock Mechanics, a challenge for Society, EUROCK 2001.* Espoo (Finlandia). Ed. Balkema. pp. 277-282.

Stimpson, B. (1981). A Suggested Technique for Determining the Basic Friction Angle of Rock Surfaces Using Core. *Int. J.Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr.*. Vol.18. pp 63-65.

4. COMPORTAMIENTO Y CARACTERIZACIÓN DE LOS MACIZOS ROCOSOS

As simple as possible, but not simpler ...
Albert Einstein, 1929

4.1. Introducción

Trata este capítulo sobre le comportamiento y caracterización de macizos rocosos en lo que concierne a sus propiedades elásticas y criterios de rotura, también se dan algunas indicaciones sobre su comportamiento post-rotura en función de los últimos artículos presentados por expertos en la materia y se incluye finalmente una discusión sobre la naturaleza de los macizos rocosos en lo referente a su continuidad. Para ello se presentan las técnicas de obtención de parámetros de macizos rocosos según los trabajos desarrollados por diversos investigadores, entre los que cabe destacar principalmente a Hoek y Brown, a lo largo de las últimas tres décadas.

Para caracterizar un macizo rocoso donde se pretende insertar una excavación, se requiere conocer los parámetros básicos de la **roca** y de las **discontinuidades** así como la **estructura** del macizo que incluye aspectos como el número de familias de discontinuidades existentes, el espaciado medio de los planos de discontinuidad, las características geomecánicas básicas de las discontinuidades. Asimismo será necesario medir o estimar **el estado tensional** in-situ y en su caso las alteraciones producidas en el macizo por otras excavaciones.

Desde el punto de vista de su aplicación en Ingeniería, las propiedades mecánicas de las rocas y de las discontinuidades geológicas, se pueden considerar suficientemente conocidas. Sin embargo los complejos entramados de rocas y discontinuidades que se han dado en llamar macizos rocosos, aunque se ha hecho un gran esfuerzo para investigarlos, todavía no se pueden considerar bien conocidos. Esta falta de conocimiento se debe en muchos casos a su inherente complejidad, a las dificultades de la observación de los macizos, siempre grandes, así como a la heterogeneidad que les es propia.

Dentro de las carencias de conocimiento de los macizos rocosos, asociadas a la complejidad de los mismos, existen distintos grados. En general, el comportamiento elástico de los macizos rocosos así como su criterio de rotura, se pueden estimar con un nivel de aproximación razonable. Esto junto con el hecho de que la mayor parte de los diseños en Ingeniería lo que pretenden es evitar que se produzca la rotura, ha dado lugar a que la investigación de lo que pasa tras la rotura haya sido mucho menor que la enfocada a evitarla. Ciertamente el comportamiento de los macizos rocosos una a vez sobrepasado su límite de resistencia tensional (criterio de rotura de pico), y que vendría en términos mecánicos marcado por el criterio de rotura residual y el potencial o regla de flujo plástico resultan por ahora insuficientemente conocidos.

4.2. Caracterización de las propiedades resistentes de pico de los macizos

Se presentan a continuación el procedimiento para la estimación del la resistencia de pico de un macizo rocoso, en el que se incluye la estimación de los criterios de Hoek-Brown y de Mohr-Coulomb, que son los que se utilizan mayoritariamente en el ámbito de la ingeniería de macizos rocosos.

4.2.1. Criterio de rotura de Hoek-Brown (Versiones iniciales)

El criterio de rotura más generalmente utilizado en la actualidad en el estudio del comportamiento de los macizos rocosos es el de Hoek y Brown, criterio empírico definido para probetas de laboratorio a partir de ensayos sobre un enorme número de muestras de distintos tipos de rocas propias de macizos rocosos duros (Hoek y Brown, 1980) y que se puede extrapolar al comportamiento de los macizos rocosos. Este criterio se puede expresar mediante la siguiente fórmula:

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sqrt{m \cdot \sigma_3 \cdot \sigma_c + s \cdot \sigma_c^{\,2}} \qquad (4.1)$$

Para el caso de la roca intacta, o sea, del material rocoso, se tendría por definición que *s* = 1, mientras que "σ_c" y "*m*" serían parámetros característicos de la roca que se obtendrán mediante ensayos de laboratorio. La resistencia a la tracción correspondiente se podría obtener introduciendo σ_1 = 0, en la ecuación del criterio de rotura de Hoek-Brown y resolviéndola.

La ecuación anterior carece en la práctica de valor a no ser que sea posible obtener las constantes m, s y σ_c, de la roca sana y del macizo rocoso. Ya se vio en temas anteriores como era posible obtener estos parámetros para la roca intacta; en lo que respecta al macizo rocoso sano y según Hoek y Brown (1988) estas constantes se pueden estimar a partir del índice empírico GSI –Geological Strength Index-, que se corresponde con la suma de los cuatro primeros parámetros del RMR de Bieniawski (1976). El GSI, que, como se indicó, no deja de ser una parte del RMR de Bieniawski, también suele ser un parámetro de los primeros que se obtienen en cualquier estudio geotécnico que estudie macizos rocosos.

Así, las relaciones de $\boldsymbol{m_{ms}}$ y $\boldsymbol{s_{ms}}$, o parámetros m y s del macizo rocoso sano o intacto con $\boldsymbol{m_i}$ (parámetro m de la roca intacta que se obtiene a partir de los ensayos de laboratorio) y *GSI* (estimado en campo) para macizos rocosos sanos son las siguientes:

$$m_{ms} = m_r \cdot e^{\frac{GSI-100}{28}}$$
$$s_{ms} = e^{\frac{GSI-100}{9}} \qquad (4.2)$$

En los macizos rocosos que han sido alterados por excavaciones de tal manera que se haya sometido el macizo por descompresión y efecto de los explosivos, a un determinado nivel de degradación, las relaciones anteriores cambian y se transforman en las siguientes, en las que e $\boldsymbol{m_{md}}$ y $\boldsymbol{s_{md}}$ son los parámetros m y s del macizo rocoso degradado:

$$m_{md} = m_r \cdot e^{\frac{GSI-100}{14}}$$
$$s_{md} = e^{\frac{GSI-100}{6}} \tag{4.3}$$

4.2.2. Criterio de rotura de Hoek-Brown generalizado (edición 2002)

La ingente aplicación práctica del criterio de Hoek-Brown en la ingeniería práctica de macizos rocosos durante las décadas de los 80 y los 90, llevó a que se pusieran de manifiesto algunas problemáticas en lo que concierne por ejemplo a su utilización para macizos rocosos de mala calidad, etc.., Esto fue llevando a los autores a ir realizando actualizaciones periódicas para ir superando estos desajustes de las cuales las dos últimas versiones serían Hoek y Brown (1998) y Hoek et al. (2002). Se presenta a continuación la propuesta de la última de las versiones del criterio de rotura, que como podrá constatar el lector mantiene la estructura inicial, presentada en el apartado anterior, aunque se operan leves variaciones.

El criterio de rotura de Hoek-Brown generalizado (Hoek et al., 2002), se expresa como:

$$\sigma_1' = \sigma_3' + \sigma_{ci}\left(m_b \frac{\sigma_3'}{\sigma_{ci}} + s\right)^a \tag{4.4}$$

Donde m_b es un valor deducido de la constante de la roca intacta m_i, que vendrá dada por:

$$m_b = m_i \cdot \exp\left(\frac{GSI-100}{28-14D}\right) \tag{4.5}$$

s y *a* son constantes propias del macizo rocoso que vendrán dadas por las siguientes expresiones:

$$s = \exp\left(\frac{GSI-100}{9-3D}\right)$$
$$a = \frac{1}{2} + \frac{1}{6}\left(e^{-GSI/15} - e^{20/3}\right) \tag{4.6}$$

D es un factor que depende del grado de perturbación al que haya sido sometido el macizo rocoso debido a los daños originados por la voladura y relajación tensional. Este parámetro variará entre 0 para roca macizos rocosos in-situ intactos hasta 1 para macizos rocosos muy perturbados.

La resistencia a compresión simple del macizo rocoso propiamente dicho se podrá obtener haciendo σ_3' = 0, en la ecuación 4.4., lo que da:

$$\sigma_c = \sigma_{ci} \cdot s^a \tag{4.7}$$

Y recomiendan calcular la resistencia a tracción biaxial del macizo como:

$$\sigma_t = -\frac{s \cdot \sigma_{ci}}{m_b} \tag{4.8}$$

Que proviene de hacer $\sigma'_1 = 0$ y $\sigma'_3 = \sigma_t$ en la ecuación 4.4.

El parámetro *D*, grado de alteración (Disturbance Factor), que determinará la resistencia del macizo se podría estimar de acuerdo con Hoek et al. (2002) de acuerdo con la Tabla 4.1. propuesta a partir de la experiencia en diseño de túneles y taludes de múltiples autores. Los autores de esta tabla indican que el valor de D, finalmente dependerá de muchos factores, y que tal vez nunca sea posible cuantificarlos de manera precisa. Por tanto los resultados que en ella se indican son estimativos, debiéndose analizar en detalle cada caso particular. Para ello se puede acudir a la realización de análisis retrospectivos de caídas observadas y también se puede consultar alguna bibliografía en este sentido de casos particulares (p.ej. Coulthard y Little, 1999).

Tabla 4.1: Guía para la estimación del grado de perturbación D de un macizo rocoso. Según Hoek et al. (2002).

EXCAVACIÓN	Descripción del macizo rocoso	Valor de D (sugerido)
TÚNELES Y EXCAVACIONES SUBTERRÁNEAS	Voladura con excelente control o excavación mecánica con TBM con una perturbación mínima del macizo rocoso que rodea al túnel.	***D* = 0**
	Excavación mecánica o manual en macizos de mala calidad con una perturbación mínima del macizo rocoso que rodea al túnel.	***D* = 0**
	Problemas de "squeezing" o flujo de roca que den lugar a la elevación de la solera. Si se coloca un sostenimiento temporal de la misma, se utiliza el D del caso anterior.	***D* = 0.5**
	Voladuras poco cuidadosas en macizos rocosos duros, que den lugar a daños en el macizo que se extienden entre 2 y 3 metros hacia su interior	***D* = 0.8**
TALUDES EN INGENIERÍA CIVIL Y MINERA	Voladuras con excelente control en pequeños taludes (sobre todo si se utiliza precorte o recorte). La relajación de tensiones produce perturbación.	***D* = 0.7**
	Voladuras poco cuidadosas en pequeños taludes en el ámbito de la ingeniería civil.	***D* = 1.0**
	En cortas y grandes explotaciones mineras a cielo abierto se produce mucha perturbación por las grandes voladuras de producción y por la relajación de tensiones asociada a la retirada de material.	***D* = 1.0**
	Excavación por arranque mecánico o "ripado" en rocas blandas.	***D* = 0.7**

	DESCRIPCIÓN	CARACTERÍSTICAS RESISTENTES	ENSAYOS DE RESISTENCIA	CONSIDERACIONES TEÓRICAS
	Roca intacta	Consistencia frágil, elástico e isótropo	Ensayos triaxiales de testigos relativamente simples, baratos y confiables	El comportamiento de las rocas elásticas e isótropas es suficientemente conocido para la mayoría de las aplicaciones prácticas
	Roca intacta con una discontinuidad inclinada	Comportamiento muy anisótropo, dependiente de la resistencia al corte y de la inclinación de la discontinuidad.	Ensayos triaxiales difíciles y caros; preferibles los ensayos de corte directo. Los ensayos deben estudiarse detenidamente.	El comportamiento de las discontinuidades es suficientemente conocido para la mayoría de las aplicaciones prácticas.
	Roca masiva con pocas familias de discontinuidades.	Comportamiento anisótropo, dependiente del número, orientación y resistencia al corte de las discontinuidades	Los ensayos de laboratorio son muy difíciles debido a problemas de alteración de las muestras y tamaño de equipos.	La compleja interacción entre bloques no es suficientemente conocida.
	Macizos rocosos muy triturados.	Comportamiento razonablemente isótropo, gran dilatancia para tensiones bajas y rotura de partículas a tensiones altas.	Los ensayos triaxiales de muestras representativas son muy difíciles debido a la alteración de éstas.	El comportamiento de los trozos angulares encastrados es poco conocido.
	Rellenos compactados de roca o conglomerados poco cementados	Comportamiento razonablemente isótropo, menos dilatancia y resistencia que los macizos in situ debido a la destrucción de la fábrica.	Los ensayos triaxiales son sencillos pero caros debido al gran tamaño de los equipos necesarios.	Comportamiento razonablemente bien conocido a partir de los estudios de la mecánica del suelo sobre materiales granulares.
	Escombros de roca flojos o gravas	Su pequeña compactación y heterogeneidad permite que las partículas se muevan y que su resistencia sea pequeña.	Los ensayos triaxiales o de corte directo son sencillos pero caros debido al gran tamaño de los equipos.	El comportamiento de estos materiales es suficientemente conocido para la mayoría de las aplicaciones.

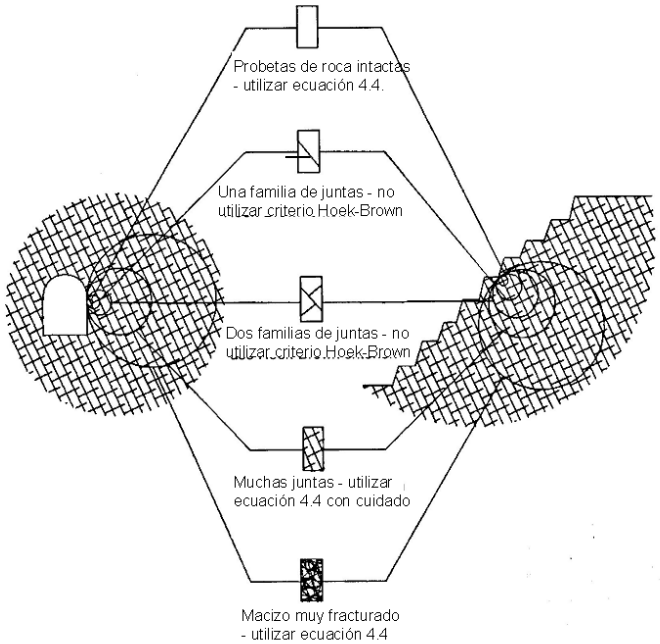


Figura 4.1: Condiciones de aplicabilidad del criterio de Hoek-Brown. Según Hoek et al. (1995). Cortesía de Balkema.

4.2.3. Aplicabilidad del criterio de rotura de Hoek-Brown a los macizos rocosos

El criterio de rotura de Hoek-Brown sólo se puede aplicar al material rocoso intacto o a los macizos rocoso fracturados que puedan ser considerados homogéneos e isótropos. El criterio funciona bien en aquellos macizos rocosos cuya resistencia está controlada por bloques angulares de rocas duras bien encastradas.

No se debe aplicar en macizos rocosos cuyas propiedades estén controladas por una sola familia de discontinuidades como los estratificados, para los que resultaría más adecuado utilizar criterios como el de juntas ubicuas que aparecen en determinados códigos y que simula dos criterios de rotura diferentes en función de que la rotura se produzca a través de las discontinuidades de la familia que controla o domina el comportamiento del macizo (esquistosidad, estratificación) o a través del material.

Cuando aparecen dos familias muy marcadas de discontinuidades se debe utilizar el criterio de Hoek-Brown con cierta prudencia, así estaría bien aplicado en el caso de que ninguna de las dos familias tenga un efecto dominante sobre la otra. En caso contrario, por ejemplo, si una de las familias de juntas tiene un relleno de arcilla y es manifiestamente más débil que la otra, no se debe usar este criterio.

En la figura 4.1. se muestran de manera gráfica las condiciones del macizo rocoso bajo las cuales se puede utilizar este criterio de rotura.

ESTRUCTURA		CONDICION SUPERFICIAL DE LAS JUNTAS				
		MUY BUENA Superficies rugosas e inalteradas	BUENA Superficies rugosas, algo meteorizadas, con manchas de óxido	MEDIA Superficies lisas, moderadamente meteorizadas, alteradas	MALA Superficies con espejos de falla, muy alteradas, con recubrimientos compactos o rellenos que contienen fragmentos angulares de rocas	MUY MALA Superficies con espejos de falla, muy meteorizadas, con rellenos o recubrimientos de arcillas blandas
FRACTURADO - Macizo rocoso muy bien encajado e inalterado, consistente en bloques cúbicos formados por tres familias de discontinuidades ortogonales	m_b/m_i	0.60	0.40	0.26	0.16	0.08
	s	0.190	0.062	0.015	0.003	0.0004
	a	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5
	E_m	75,000	40,000	20,000	9,000	3,000
	v	0.2	0.02	0.25	0.25	0.25
	GSI	85	75	62	48	34
MUY FRACTURADO - Macizo rocoso encajado aunque algo alterado con bloques poliédricos angulares formados por cuatro o más familias de discontinuidades	m_b/m_i	0.40	0.29	0.16	0.11	0.07
	s	0.062	0.021	0.003	0.001	0
	a	0.5	0.5	0.5	0.5	0.53
	E_m	40,000	24,000	9,000	5,000	2,500
	v	0.2	0.25	0.25	0.25	0.3
	GSI	75	65	48	38	25
FRACTURADO/VETEADO - Plegado y fallado con muchas discontinuidades que se intersectan formando bloques angulares	m_b/m_i	0.24	0.17	0.12	0.08	0.06
	s	0.012	0.004	0.001	0	0
	a	0.5	0.5	0.5	0.5	0.55
	E_m	18,000	10,000	6,000	3,000	2,000
	v	0.25	0.25	0.25	0.3	0.3
	GSI	60	50	40	30	20
MACHACADO - Poco encajado y muy roto con una mezcla de bloques angulares y redondeados	m_b/m_i	0.17	0,12	0.08	0.06	0.04
	s	0.004	0.001	0	0	0
	a	0.5	0.5	0.5	0.55	0.60
	E_m	10,000	6,000	3,000	2,000	1,000
	v	0.25	0.225	0.3	0.3	0.3
	GSI	50	40	30	20	10

Figura 4.2: Tabla estimativa de las constantes m_{ms}/m_i, s, a, módulo de Young, Coeficiente del Poisson, y GSI del macizo rocoso en función de la estructura y la calidad del macizo rocosos, según Hoek et al., 1994.

En la tabla de la figura 4.2 se presenta la estimación de los parámetros resistentes y de deformabilidad de los macizos rocosos en función de su estructura y de las condiciones de las juntas, según el criterio de Hoek-Brown (1988) generalizado. Como se observa en vez del índice de calidad RMR se utiliza el GSI.

4.2.4. Estimación de los parámetros de Mohr-Coulomb del macizo a partir de los del criterio de rotura de Hoek-Brown.

Puesto que la mayor parte de los programas geotécnicos suelen utilizar el criterio de rotura de Mohr-Coulomb, y además los ingenieros suelen estar más familiarizados con los parámetros cohesión y fricción que con aquellos propios del criterio de rotura de Hoek-Brown, resulta necesario ser capaz de determinar los ángulos de fricción y cohesiones correspondientes a cada macizo rocoso para cada gama de tensiones.

Recordemos que el criterio de rotura de Mohr-Coulomb se expresa en ejes tensión cortante – tensión normal en la forma:

$$\tau = c + \sigma'_n \cdot tg\phi \tag{4.9}$$

Que al pasarlo a unos ejes $\sigma'_1 - \sigma'_3$ tales como los que se utilizan para representar el criterio de rotura de Hoek-Brown, quedaría en la forma:

$$\sigma'_1 = \frac{2 \cdot c \cdot \cos\phi}{1 - \operatorname{sen}\phi} + \frac{1 + \operatorname{sen}\phi}{1 - \operatorname{sen}\phi}\sigma'_3 \tag{4.10}$$

Evidentemente, nunca se puede ajustar de manera exacta una parábola (Hoek-Brown) a una recta (Mohr-Coulomb); lo cual ha dado lugar a que se hayan propuesto distintas estrategias de manera que los resultados de la resolución de un problema sean análogos.

4.2.4.1. Propuesta de Celada (1994)

A partir de los valores de m (ya sea m_{ms}, m_{md} o m_b) y s (ya sea s_{ms}, s_{md} o s) del macizo rocoso, y del valor de σ_c o σ_{ci} (resistencia a compresión simple de la roca), junto con un valor estimado de la tensión de confinamiento máxima que puede existir razonablemente en el ámbito del estudio que se esté realizando (p.ej. se suele utilizar el valor σ'_3 = 1 MPa para el diseño de taludes o explotaciones superficiales), se pueden obtener los valores de cohesión y fricción del macizo según la formulación que se presenta a continuación y que utiliza el parámetro de cambio λ_m:

$$\lambda_m = 1 - \frac{\sigma_c \cdot \sqrt{s}}{\sigma'_3} + \sqrt{\frac{\sigma_c}{\sigma'_3} \cdot m + \left(\frac{\sigma_c}{\sigma'_3}\right)^2 \cdot s}$$

(4.11)

$$\phi' = [2 \cdot arctg\sqrt{\lambda_m}] - 90^o \quad y \qquad c' = \frac{\sqrt{s} \cdot \sigma_c \cdot (1 - \operatorname{sen}\phi')}{2 \cdot \cos\phi'}$$

En el caso de excavaciones subterráneas se propone utilizar como valor de $\sigma'_{3,max}$, el de la tensión principal menor máxima esperada, como por ejemplo la tensión natural principal menor en la zona de estudio.

Como se puede fácilmente comprobar lo que hace la expresión (4.11) es ajustar una recta a la parábola de Hoek-Brown haciendo la pasar por σ'_3=0 y por $\sigma'_3 = \sigma'_{3,max}$. Si selecciona adecuadamente el valor de la máxima tensión de confinamiento y no se producen fenómenos de tracción en la zona analizada, este enfoque suele ser conservador.

4.2.4.2. Propuesta de Hoek et al. (2002)

Hoek, Carranza-Torres y Corkum (2002) proponen utilizar un ajuste basado en una regresión lineal media de la ecuación (4.4) en una gama de valores de la tensión principal menor tal que $\sigma'_t < \sigma'_3 < \sigma'_{3,\max}$, en la el proceso de ajuste llevaría consigo equilibrar las áreas que quedarían por encima y debajo de la recta de Mohr-Coulomb. Este ajuste daría como resultado las siguientes expresiones de fricción y cohesión:

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

(4.12)

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

Donde:

$$\sigma'_{3n} = \sigma'_{3\max} / \sigma_{ci} \tag{4.13}$$

El valor de $\sigma'_{3\max}$, límite superior de la tensión de confinamiento sobre el cual se estimará la relación entre los criterios de rotura de Hoek-Brown y Mohr-Coulomb, se determinará específicamente para cada problema. Se indican más abajo los criterios propuestos como guía de actuación general por Hoek et al. (2002) para el caso de túneles y taludes.

Con estos valores se podrá calcular, si se requiere, la resistencia a compresión simple del macizo rocoso como:

$$\sigma'_{cm} = \frac{2 \cdot c' \cdot \cos \phi'}{1 - \text{sen}\, \phi'} \tag{4.14}$$

Donde, si *c'* y ϕ' se determinan para la gama de tensiones $\sigma_t < \sigma'_3 < \sigma_{ci} / 4$, se podría también obtener como:

$$\sigma'_{cm} = \sigma_{ci} \frac{\left(m_b + 4 \cdot s - a\left(m_b - 8 \cdot s\right)\right)\left(m_b / 4 + s\right)^{a-1}}{2 \cdot (1 + a) \cdot (2 + a)} \tag{4.15}$$

4.2.4.2.1. Túneles

Para el caso de túneles Hoek *et al.* (2002) proponen estimar el valor de $\sigma'_{3\max}$ como aquel que dé una respuesta equivalente para la curva convergencia confinamiento con ambos criterios en el caso de túneles profundos y para el perfil de subsidencia en el caso de túneles someros. Habiendo realizado un elevado número de análisis de posibles casos tanto para túneles profundos (mediante la obtención de curvas analíticas) y para túneles cuya profundidad es inferior a tres diámetros (mediante el análisis numérico de la extensión y forma de las cubetas de subsidencia), los autores proponen estimar el valor en cuestión como:

$$\frac{\sigma'_{3\max}}{\sigma'_{cm}} = 0.47 \cdot \left(\frac{\sigma'_{cm}}{\gamma \cdot H}\right)^{-0.94} \tag{4.16}$$

Donde σ'_{cm} es la resistencia a compresión simple del macizo obtenida mediante la expresión (4.15), γ es el peso específico medio de los materiales situados por encima de la excavación y *H* es la profundidad de la misma. En aquellos casos en los que la tensión horizontal es mayor que la vertical proponen sustituir el término $\gamma \cdot H$ por el valor de la tensión horizontal. En general proponen esta formulación siempre que no se produzcan fenómenos de rotura muy extensos, como sucede en los métodos mineros por hundimiento (hundimiento de bloques, tajo largo).

4.2.4.2.2. Taludes

Estudios análogos realizados en el ámbito de la ingeniería de taludes (utilizando en particular el método de fajas de Bishop para análisis de rotura circular de taludes para una amplia gama de geometrías y propiedades de macizos rocosos) llevaron a Hoek *et al.* (2002) a proponer para la estimación del parámetro $\sigma'_{3\max}$ en estudios de taludes el siguiente valor:

$$\frac{\sigma'_{3\max}}{\sigma'_{cm}} = 0.72 \cdot \left(\frac{\sigma'_{cm}}{\gamma \cdot H}\right)^{-0.91} \tag{4.17}$$

Donde en este caso *H* se refiere a la altura del talud.

*La implementación de todas las expresiones presentadas en el último apartado llevada a cabo por Hoek *et al.* (2002), se puede realizar mediante el programa RocLab que se puede obtener gratuitamente en la web www.rocscience.com.

4.3. Caracterización de las propiedades de deformabilidad de los macizos rocosos

Estas características, al igual que las de resistencia, que se han discutido anteriormente, resultan complejas de determinar en macizos rocosos. Sin embargo son de vital importancia cuando se pretende simular numéricamente con un grado de aproximación adecuada su comportamiento, de forma que todos los modelos analíticos y numéricos de estimación del comportamiento mecánico de los materiales necesitan de los valores del módulo elástico E_M y coeficiente de Poisson ν_m de los macizos rocosos analizados.

En el caso de medios transversalmente isótropos como algunas formaciones sedimentarias estratificadas se necesitan los valores de estos parámetros para cada una de las direcciones principales X e Y, junto con el módulo cortante o de cizallamiento elástico *G*.

4.3.1. Estimación del módulo elástico de Young (E_M)

Ante la dificultad de obtener el módulo de Young del macizo directamente a partir de ensayos de laboratorio, ya que este parámetro elástico de respuesta del macizo rocoso (y especialmente en macizos de buena calidad) viene más marcado por la estructura del macizo que por las propiedades de la roca que lo forma, se ha intentado estimar mediante fórmulas empíricas que lo relacionan con la calidad geotécnica de los macizos rocosos.

Las fórmulas de este tipo más clásicas son las de Bieniawski (1978) y Serafim y Pereira (1983) que se expresan respectivamente por las siguientes ecuaciones:

$$E_M\ (GPa) = 2 \cdot RMR - 100$$
$$E_M\ (GPa) = 10^{\frac{RMR-10}{40}} \qquad (4.18)$$

Donde E_M es el módulo de Young del macizo rocoso.

La primera de estas fórmulas tendría su ámbito de validez para 60<*RMR*<100 y la segunda, basada en la recopilación de resultados de ensayos de placa de carga en un buen número de macizos rocosos de distintas calidades, tendría validez para 40<*RMR*<100. Ciertamente en macizos de peor calidad comienza a tener influencia el comportamiento de la roca intacta por lo que resulta más difícil realizar una propuesta suficientemente aproximada.

Al objeto de tener en cuenta la influencia de la resistencia de la roca intacta en macizos rocosos poco resistentes, Hoek y Brown (1998) propusieron una modificación de la fórmula de Serafim y Pereira (1983), para aquellos casos en que la resistencia a compresión simple de la roca intacta quedará por debajo de 100 MPa, y en la que el *RMR* se sustituía por el *GSI*. Posteriormente, Hoek *et al.* (2002) proponen una variación para poder introducir además una influencia del grado de perturbación del macizo rocoso *D*, con lo quedaría la primera expresión

(4.19). Finalmente, Hoek y Diederichs (2005) basándose en une análisis exhaustivo de multitud de estudios geotécnicos incluyéndose muchos con medidas de deformabilidad a partir de gatos planos, proponen utilizar la segunda expresión de (4.19), formulación que los autores de este libro han utilizado con resultados positivos en modelos de explotaciones subterráneas.

$$E_M\,(GPa) = \left(1-\frac{D}{2}\right)\sqrt{\frac{\sigma_{ci}}{100}}\cdot 10^{\frac{GSI-10}{40}}$$
$$E_M(GPa) = 100\cdot\left(\frac{1-D/2}{1+e^{((75+25\cdot D-GSI)/11)}}\right) \qquad (4.19)$$

Recientemente ha surgido una nueva fórmula interesantes para obtener este parámetro. Barton (2002) propone estimarlo a partir del parámetro denominado Q_c que se puede obtener en función del índice Q y la resistencia a compresión simple de la roca σ_c mediante la expresión:

$$Q_c = Q\cdot\frac{\sigma_c}{100} \qquad \text{de manera que} \qquad E_M\,(\text{GPa}) \approx 10\cdot Q_c^{1/3} \qquad (4.20)$$

Aunque estas últimas expresiones parecen haber mejorado las estimaciones del valor del módulo elástico, las observaciones demuestran que en macizos rocosos de rocas poco resistentes, como, por ejemplo, aquellos que se encuentran en el ámbito de la minería del carbón, todas estas expresiones sobreestiman los valores reales del módulo de Young. En este sentido Ramamurthy (1986) propuso, a partir de observaciones, unas expresiones aplicables a macizos rocosos estratificados y relativamente poco resistentes en las que el módulo de deformación del macizo rocoso se relaciona con el de la roca E_R (obtenido en laboratorio a partir de ensayos de módulos estándar) y con el RMR. La primera de ellas se refiere a macizos rocosos con discontinuidades predominantemente horizontales y la segunda con juntas inclinadas de 45º a 65º:

$$E_M = E_R\cdot e^{(0.0217-RMR\cdot 2.17)}$$
$$E_M = E_R\cdot e^{(0.0564-RMR\cdot 5.64)} \qquad (4.21)$$

Donde:

E_m es el módulo de Young del macizo rocoso y
E_r es el módulo de Young de la roca.

Este tipo de expresiones coincide en su forma con la de Serafim y Pereira (1983), sólo que añaden como influencia importante la del módulo elástico de la roca. Al revés de lo que ocurre en macizos rocosos "resistentes" en los que la elasticidad general del macizo viene marcada exclusivamente por las características de las discontinuidades, en macizos más blandos la resistencia del material que lo forma si tiene influencia sobre la rigidez general del mismo.

4.3.1.1. Módulo de Young dependiente de la tensión de confinamiento

En algunos estudios reales se ha constatado que en algunos macizos rocosos (especialmente en aquellos de peor calidad formados por rocas sedimentarias) el módulo elástico dependía del

nivel de confinamiento al que estuviera sometida la zona de análisis. Esto llevó a la realización algunos estudios que se resumen a continuación.

Santarelli *et al.*(1986) y Brown *et al.* (1989) realizaron estudios sobre areniscas carboníferas para determinar las tensiones en el entorno de un pozo. Para ello realizaron un buen número de ensayos sobre cilindros huecos de paredes gruesas con diferentes valores y relaciones de la presión interna y externa. El análisis de estos resultados les llevó a la conclusión de que una de las posibles maneras de explicar las tensiones y deformaciones observadas era suponer un módulo elástico dependiente de la tensión de confinamiento.

En su caso la mejor ley empírica que encontraron fue:

$$E = E_0\left(1 + 0.043\sigma_3^{0.78}\right) \tag{4.22}$$

Donde E_0 = 17.49 GPa, σ_3 se expresa en MPa y E en GPa.

También Duncan Fama (1993) presenta un modelo bastante complejo, aplicable a macizos rocosos típicos de la minería del carbón, en él que el modulo elástico es muy dependiente de la tensión de confinamiento, si bien en este caso también depende de otras constantes y está específicamente indicado para su aplicación en un método numérico iterativo, en el que se incluiría un proceso de reblandecimiento. Fang y Harrison (2001) realizan una propuesta en este sentido, en la que el módulo elástico del macizo rocoso va asociado al reblandecimiento del macizo. Ambas propuestas se presentarán con más amplitud en apartados posteriores. En Alejano et al. (1999) también se presentan fórmulas de distintos autores, en este caso, aplicadas a materiales tipo relleno en las que el módulo elástico es dependiente de las tensiones. Se propone una dependencia del módulo elástico de la profundidad, indicándose que en realidad equivale a una dependencia de la tensión de confinamiento. Finalmente, Ribacchi (2000) llega a conclusiones similares respecto a la dependencia del módulo elástico con la tensión de confinamiento.

4.3.2. Estimación del coeficiente de Poisson del macizo rocoso (ν_M)

En lo que concierne al coeficiente de Poisson del macizo rocoso, hay que señalar que su influencia sobre los resultados de las simulaciones suele ser bastante pequeña, al mismo tiempo que lo es su gama de variabilidad natural (0.15-0.45), por lo que no se suele prestar demasiada atención a su estimación.

Se puede estimar a priori, aunque de forma solamente estimativa, el valor del coeficiente de Poisson de un macizo rocoso a través de las tablas generales de macizos de Hoek y Brown (1985) –tabla de la Figura 4.2- y a veces en macizos rocosos de buena calidad se admite que es el mismo que el de la roca intacta tal y como se obtiene a partir de los ensayos de laboratorio ($\nu_M = \nu$).

4.4. Comportamiento y propiedades post-rotura

Tal y como se ha visto, el comportamiento elástico previo a la rotura o resistencia de pico de los macizos rocosos así como su criterio de rotura estimativo, se han estudiado bastante y se pueden estimar con un nivel de aproximación razonable. Esto junto con el hecho de que la mayor parte de los diseños en ingeniería lo que pretenden es evitar que se produzca la rotura, ha hecho que la investigación de lo que pasa tras la rotura haya sido mucho menor de aquella enfocada a evitarla. Así por ejemplo Panet (1995) en un análisis de excavaciones subterráneas indica que "el ingeniero tiene los medios para evitar que se llegue a producir la rotura". Este tipo de puntos de vista junto con la complejidad del tratamiento de los comportamientos post-rotura ha hecho que estos hayan sido mucho menos estudiados.

4.4.1. Marco general del comportamiento post-rotura

El comportamiento genérico post-rotura ha sido introducido en el Tema 2 para las rocas. Este marco genérico es en general extrapolable a los macizos rocosos.

Como enfoque general, y aunque no existen reglas definitivas actualmente que permitan conocer las características post-rotura de los macizos rocosos, Hoek y Brown (1997) propusieron, a partir de su experiencia en el análisis numérico de una gran variedad de casos reales, tres tipos básicos de comportamientos post-rotura (Figura 4.3).

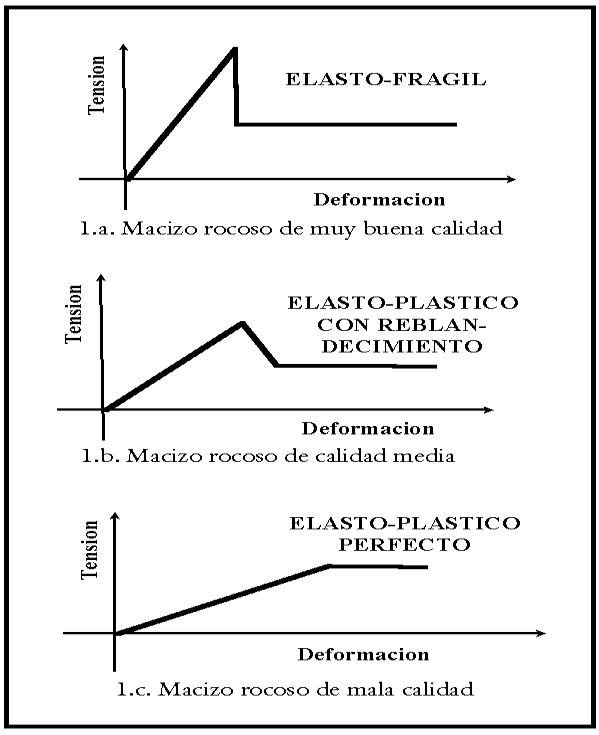


Figura 4.3. Propuesta estimativa de Hoek y Brown (1998) para el comportamiento post-rotura de macizos rocosos.

Así proponen un comportamiento elasto-frágil para macizos rocosos con GSI en torno a 75 o más por que se han observado in-situ caídas de resistencia repentinas. Suponen un comportamiento plástico perfecto para GSI igual a 25 e inferiores, porque al analizar la rotura de túneles en macizos rocosos de este tipo se observó que los macizos continuaban deformándose para un nivel de tensión constante al tiempo que no se observaba un cambio de volumen significativo asociado a esta rotura. Finalmente para macizos rocosos de calidad media (GSI en torno a 50) estiman que su comportamiento de rotura residual se podría estimar reduciendo el GSI, de manera que este criterio no sería ni igual que el del macizo al romperse (plasticidad perfecta) ni nulo (elasto-fragilidad). Por lo tanto sería elasto-plástico con reblandecimiento.

Archambault *et al.* (1993) revisan los diferentes factores que contribuyen a la rotura por cortante en rocas y macizos rocosos, mostrando cómo las estructuras anastomosadas de discontinuidades originadas por cortante o tracción y los efectos de escala en la resistencia al corte de rocas y macizos rocosos son el resultado final de un mecanismo de reblandecimiento progresivo del macizo rocoso (Figura 4.4).

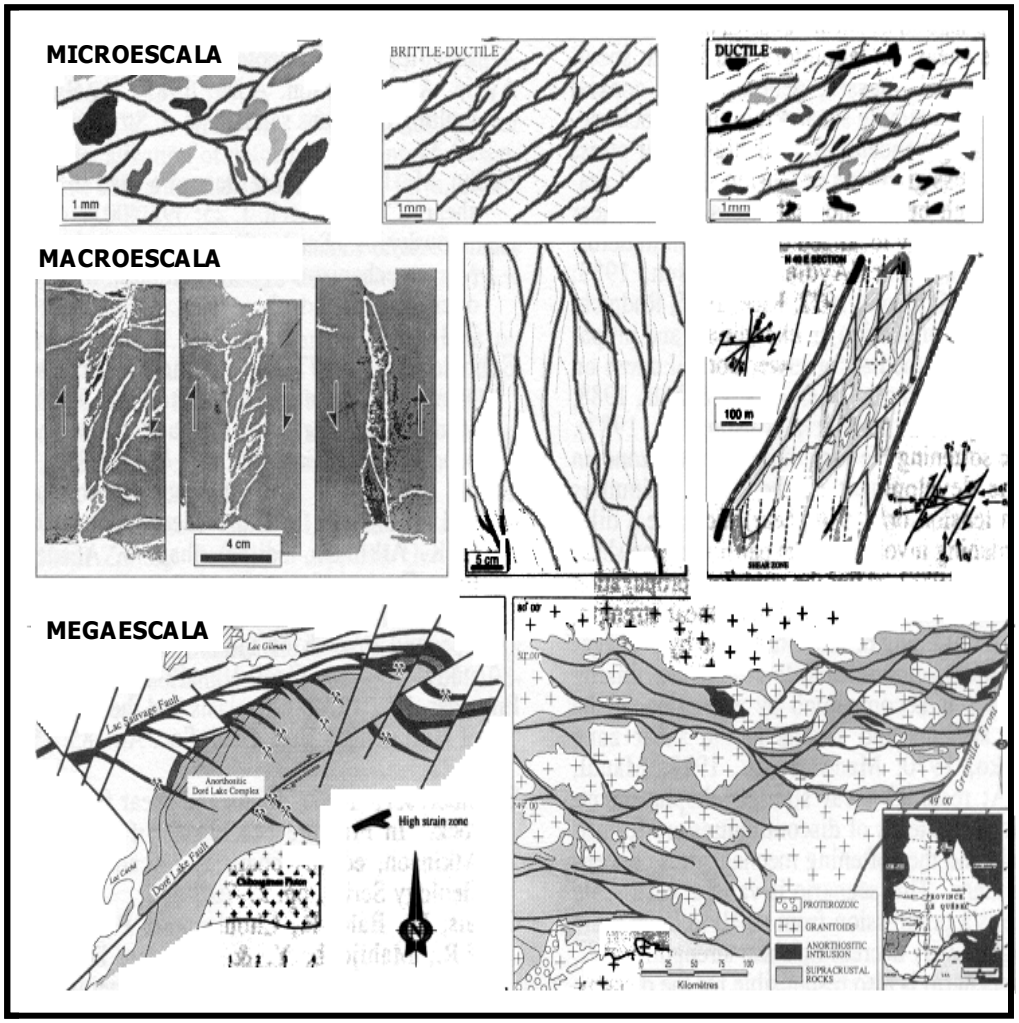


Figura 4.4: Ejemplos del modelo indicado desde escalas microscópicas a mega-escalas. Según Archambault *et al*.,1993. Cortesía de Balkema.

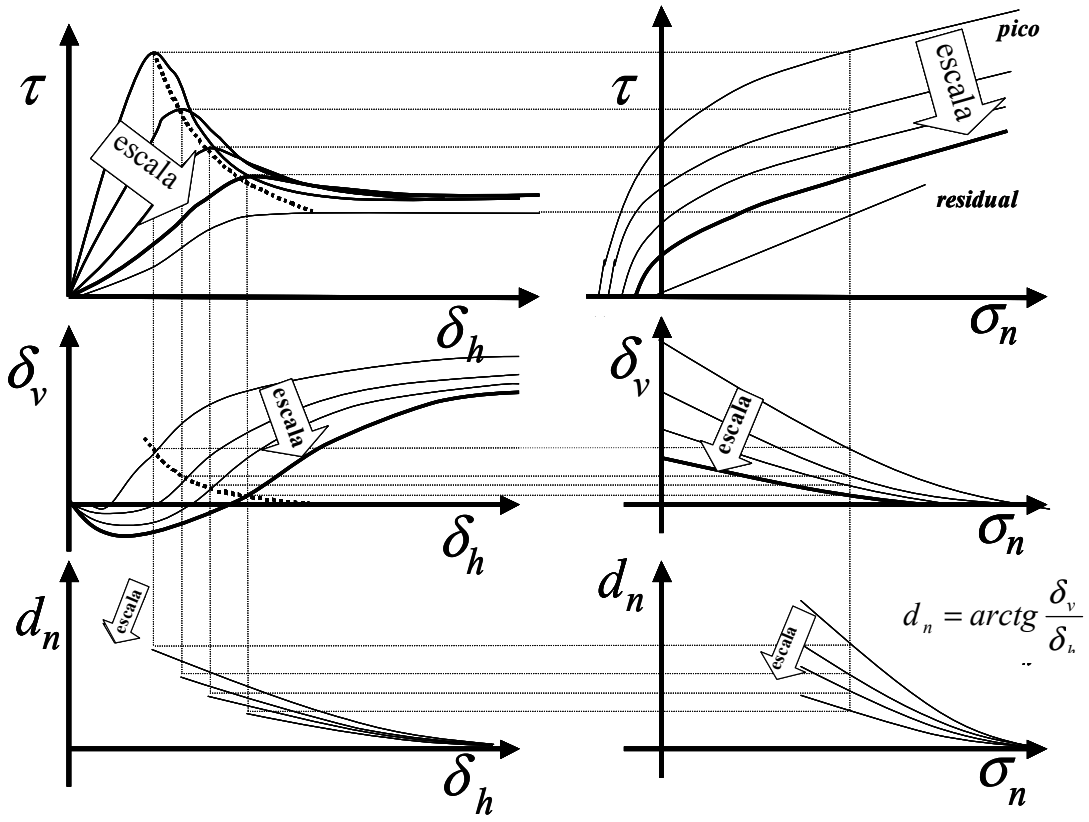


Figura 4.5. Influencia de la escala y la tensión de confinamiento en el comportamiento post-rotura a cortante de rocas y macizos rocosos. Modificado por los autores a partir de Archambault *et al.* (1993).

Según los autores al aplicar tensiones cortantes se generan deformaciones cortantes simples heterogéneas. Se produce una concentración de altas tensiones cortantes o de tracción (y altos gradientes) en zonas o bandas estrechas donde se localiza la deformación o donde se inicia la propagación de fracturas de tracción en el medio. El desarrollo de estas zonas de discontinuidades (por cortante y/o tracción) se corresponde con una etapa de endurecimiento caracterizada por un aumento de la dilatancia que implica una expansión en la zona de cizalla. Después de la completa propagación de estas discontinuidades hasta el máximo nivel de tensión cortante se entra en una región inestable de reblandecimiento, desarrollándose nuevas discontinuidades. Cuando se alcanza finalmente la resistencia residual se habrán formado estructuras anastomosadas de discontinuidades donde se concentra el reblandecimiento. Este escenario es válido a todas las escalas (Figura 4.4.).

En la figura 4.5. se muestra la interdependencia de las variables que confluyen en este fenómeno (la tensión cortante τ, el desplazamiento cortante δ_h, la tensión normal σ_n y el desplazamiento normal δ_v). También se representa la variación con la escala.

Tratando de encontrar un significado físico de la dilatancia en suelos, hormigón y rocas Vermeer y de Borst [1984] consideran un ensayo a cortante en un suelo. El material en la interfase entre las dos mitades de la zona de corte forma una fina capa de ruptura. Si llamamos

δ_v a la deformación normal o vertical y δ_h a la deformación cortante u horizontal, el ángulo de dilatancia en la banda de cortante se puede estimar mediante:

$$tg\ \psi = \frac{\delta_v}{\delta_h} \tag{4.23}$$

Luego la relación entre el desplazamiento normal y cortante se puede considerar una medida del ángulo de dilatancia y por lo tanto el gráfico presentado por Archambault et al. [1993] admite la siguiente interpretación:

- Al aumentar la escala del análisis (curvas 1 a 4 de la Figura 4.5., se observa que: (i) disminuye la resistencia de pico, (ii) se mantiene la resistencia residual, (iii) la dilatancia de pico es menor, (iv) aumenta la deformabilidad y (v) el material empieza a dilatar a un nivel de deformación plástica mayor.
- Al aumentar la tensión normal (σ), a una escala concreta ocurre que: (i) aumentan la resistencia de pico y la residual, (ii) disminuye la dilatancia inicial y (iii) el ángulo de dilatancia se anula para un nivel de plasticidad menor.

De alguna estas observaciones confirman la tendencia natural de los macizos rocosos a sufrir procesos de reblandecimiento, que en todo caso, resultan difíciles de concretar de manera genérica en un modelo.

Teniendo en cuenta que la introducción del índice de calidad no deja de ser una forma de tener en cuenta el efecto de escala, vemos que este enfoque razonado de Archambault et al. (1993) coincide con las propuestas de Hoek y Brown (1998) ya que en general indican que el salto del criterio de pico al residual será mayor a menor escala, o lo que sería equivalente, a mayor calidad geotécnica.

4.4.2. Estimación de las propiedades post-rotura

4.4.2.1. Criterio de rotura residual y transitorios

El criterio de rotura residual se puede al menos estimar a partir de las indicaciones de Hoek-Brown (1997). Así este criterio se encontraría muy por debajo del criterio de rotura de pico en macizos con GSI > 75, mientras que coincidiría con él para macizos con GSI < 25. Si esta tendencia se continúa parecería lógico pensar que en los macizos intermedios, se conservará la forma del criterio de rotura desde el de pico hasta el residual, aumentando a medida que baja la clasificación geotécnica del macizo en este sentido se ha definido un parámetro denominado η^*, que multiplicado por el criterio de rotura nos dará el valor residual en cada caso. No obstante también se podría correlacionar, tal vez, con ensayos de laboratorio.

Una de las maneras clásicas de implementar el modelo de reblandecimiento se presentó en las expresiones 2.47 y 48 y en la figura 2.21, en el capítulo de las rocas, y también sería extrapolable al caso de macizos rocosos.

Otro método muy detallado para estimar el criterio de rotura residual para el caso de macizos de carbón fue presentado por Duncan Fama et al. (1995). Estos autores presentan un modelo elasto-plástico con reblandecimiento. El criterio de rotura utilizado es el de Hoek-Brown tanto para el valor del material sano como para el residual. Los resultados obtenidos, parecen adecuarse bien a las fórmulas empíricas clásicas de resistencia de pilares así como a determinadas observaciones in-situ. Utilizan como parámetro de reblandecimiento la "deformación total plástica cortante":

$$\eta = \gamma^p = \varepsilon_1^p - \varepsilon_3^p \tag{4.24}$$

Expresión en la que se utiliza la las deformaciones plásticas principales mayor y menor, el criterio de rotura que proponen es:

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sigma_c \, (m_b \cdot \sigma_3 / \sigma_c + s)^a = \sigma_3 + q \, (\sigma_3 + s_1)^a \tag{4.25}$$

donde:

$$q = \sigma_c \, (m_b \cdot / \sigma_c)^a = \sigma c^{\,1-a} \;\; m_b{}^a \qquad \text{y} \qquad q \cdot s_1^{\,a} = \sigma_c \;\; s^a \tag{4.26}$$

Los ensayos muestran que el parámetro de variación más significativa es q, por lo que el reblandecimiento se introduce a través de él mediante:

$$q = q_2 + (q_1 - q_2) \, e^{-\alpha \cdot \gamma^p} \tag{4.27}$$

Donde q_1 sería el valor de q de pico (para $\gamma^p = 0$) y q_2 el residual (para γ^p muy alto). Se eligió a partir de ensayos $q_2 = q_1/2$ y α =100. Este parámetro depende del ancho de malla tal y como indican Pietruszac y Mroz (1980). Este parámetro lleva pues implícitamente un efecto de escala.

Fang y Harrison (2000) realizan otra propuesta de interés en lo que concierne a la estimación del criterio de rotura residual en este caso de muestras de rocas, aunque si tenemos en cuenta las observaciones de diversos autores indicando que los procesos de rotura en rocas tienen lugar a todas las escalas [Archambault et al, 1993, pero también Jaeger y Cook (1979), Paterson (1978) y Pusch (1995)] probablemente la metodología se podría extrapolar a macizos rocosos. Estos autores definen un índice de degradación de la resistencia ($r_{\sigma d}$) del material que se puede estimar directamente a partir varios ensayos triaxiales sobre muestras de roca en prensas servo-controladas. El índice de degradación será la relación (dependiente de la tensión de confinamiento) entre la resistencia de pico y la residual. Los autores reinterpretan ensayos sobre distintas rocas, demostrando que el índice de degradación suele presentar la forma:

$$r_{\sigma d} = e^{-n_d \cdot \sigma_3} \tag{4.28}$$

Quedando pues definido a partir de un único parámetro n_d, que en los análisis realizados presenta valores variables entre 0.035 y 0.075. Así pues, conocido n_d y el criterio de rotura de pico (F), el criterio de rotura residual (F') para cualquier nivel de confinamiento vendría dado por la expresión:

$$F' = r_{\sigma d} \cdot F = e^{-n_d \cdot \sigma_3} \cdot F \tag{4.29}$$

Fang y Harrison (2001) también proponen un índice de degradación de la rigidez, que coincide con el de la resistencia, y tal que el modulo elástico de Young del material degradado sería el de la roca sana multiplicado por el índice de degradación.

4.4.2.2. Relación entre tensiones y deformaciones en la bajada desde el criterio de rotura de pico hasta el residual (parámetro de reblandecimiento crítico o módulo de descarga).

El parámetro de reblandecimiento η^*,marca el nivel de deformación en el que se produce el criterio de rotura residual. Para conocerlo se debería disponer de una curva real tensión-deformación del macizo rocoso para saber cuando se obtiene este valor residual. A partir de las indicaciones de Hoek y Brown (1997) para macizos rocosos en general, de las observaciones numéricas e in-situ de Duncan Fama et al. (1994) para pilares en carbón y de las observaciones en laboratorio sobre probetas de carbón de muy distintos diámetros de Medhurst y Brown (1998); parece que el parámetro de reblandecimiento crítico puede moverse entre 0,01 y 0,001 deformaciones, esto es entre el uno por ciento y el uno por mil de la deformación axial. También de las observaciones de estos autores se deduce que este parámetro será mayor para macizos rocosos más duros y menor para macizos rocosos más blandos, esto es, a medida que se acerquen al comportamiento plástico perfecto.

4.4.2.3. La regla de flujo

Habrá que saber si la regla de flujo es asociada o nó y en este caso habrá que estimar una dilatancia. En lo que concierne a la regla de flujo; la opinión de algunos autores de prestigio (Hoek, Fairhurst) es que los esfuerzos deberían concentrase en la regla de flujo no asociada y en particular para macizos blandos una dilatancia o casi nula. No obstante el tema de la dilatancia resulta de mucha complejidad. Los autores que estudian la localización, como Vardoulakis y Sulem (1995) pueden probar que un material friccional no asociado no puede ser estable, por lo que proponen reglas de flujo asociadas. (Carranza Torres, 2000)

En lo que concierne al parámetro dilatancia Hoek-Brown (1997) proponen en primera instancia o de una forma sugerida valores de este parámetro de $\psi = \phi/4$ para macizos duros, $\psi = \phi/8$ para macizos medios y $\psi = 0$ para macizos blandos, que corresponde a una deformación a volumen constante.

Esta hipótesis de dilatancia nula que parece propugnar Hoek para macizos blandos, se corresponde con la hipótesis primera de Panet (1995) para excavaciones subterráneas, o sea:

$$\varepsilon^p_1 + \varepsilon^p_3 = 0 \quad ; \quad \varepsilon^p_3 = -\varepsilon^p_1 \qquad \varepsilon^p_3 / -\varepsilon^p_1 = 1 \tag{4.30}$$

O lo que es lo mismo:

$$1 = K = 1 + \text{sen}\ \psi / 1 - \sin\psi \qquad \psi = 0\ ^o \tag{4.31}$$

Esta *K* sería la "*f*' de Brady-Brown (1993) para materiales elásticos frágiles.

La segunda hipótesis de Panet (1995) sería:

$$\varepsilon^p_3 + K \cdot \varepsilon^p_1 = 0 \qquad \varepsilon^p_3 / \varepsilon^p_1 = -K \quad (\text{tal que } K > 1 \text{ y } 0 < \psi < \phi) \tag{4.32}$$

Según algunos autores como Medhurst & Brown (1998) y Detorunay (1996) esta relación parece no ser constante, y además se ha encontrado una relación muy clara de este gradiente con respecto a la tensión de confinamiento para ensayos sobre muestras de carbón, según un expresión del tipo:

$$d\varepsilon^p_1 / d\varepsilon^p_3 = [\exp -(\sigma'_3+0.243)] - 1 \quad (4.33)$$

Que a partir de cálculos sencillos nos permitiría obtener un valor del ángulo de dilatancia y que sería fuertemente dependiente de la tensión de confinamiento σ'_3. Se puede decir que este tipo de observaciones es el punto de partida. Para analizar pues el comportamiento genérico de un macizo rocoso, la suposición será que estos tienen un comportamiento elasto-plástico con reblandecimiento, por lo que al criterio de rotura, habrá que sumarle un criterio de rotura residual, una relación de bajada y una regla de flujo que podrá ser o no asociada.

4.4.2.4. Propuesta sobre dilatancia (Alejano y Alonso, 2005)

En lo que respecta a la dilatancia post-rotura, esto es, la que habrá que introducir en los modelos elasto-plásticos, Alejano y Alonso (2005) presentan una revisión de diversos estudios realizados hasta la fecha y un ajuste de ensayos de laboratorio diversos para proponer un modelo de estimación razonable de este parámetro que se pueda introducir en modelos numéricos. El modelo definido propone un valor del ángulo de dilatancia que depende de la tensión de confinamiento a la que este sometida el material, de la plasticidad sufrida por el mismo (reflejada a través de un parámetro de reblandecimiento) e indirectamente de la escala, a través del ángulo de fricción que se podrá calcular a partir del criterio de rotura de Hoek y Brown. Este modelo ha sido propuesto a la luz de resultados triaxiales en prensas servo-controladas, con ciclos carga descarga, medida de la deformación volumétrica directa (por aceite desplazado) y sobre muestras de tamaño variable (Medhurst, 1996), que permiten obtener resultados de ensayos del tipo del que se presenta en la Figura 4.6.

Para cada uno de estos ensayos se puede definir el lugar geométrico de las deformaciones irreversibles o curva $\varepsilon_v^p - \varepsilon_1^p$, a partir de la cual se podrá obtener la dilatancia mediante la formulación general de Vermeer y de Borst (1984):

$$\psi = arcsin \frac{\dot{\varepsilon}_v^p}{-2\cdot\dot{\varepsilon}_1^p + \dot{\varepsilon}_v^p} \quad (4.34)$$

Pudiéndose utilizar como parámetro plástico o bien uno dependiente de valores totales de la deformación como la deformación cortante plástica:

$$\gamma^p = \varepsilon_1^p - \varepsilon_3^p \quad (4.35)$$

O bien parámetros incrementales como el que se utilizada en el código FLAC (Itasca, 2002):

$$\Delta e^{ps} = \left\{ \frac{1}{2}(\Delta\varepsilon_1^{ps} - \Delta\varepsilon_m^{ps})^2 + \frac{1}{2}(\Delta\varepsilon_m^{ps})^2 + \frac{1}{2}(\Delta\varepsilon_3^{ps} - \Delta\varepsilon_m^{ps})^2 \right\}^{\frac{1}{2}} \quad (4.36)$$

donde $\Delta\varepsilon_m^{ps} = \frac{1}{3}\left(\Delta\varepsilon_1^{ps} + \Delta\varepsilon_3^{ps}\right)$ y $\Delta\varepsilon_j^{ps}$ j=1,2,3 son los incrementos de la deformación cortante principal. Y que en todo caso se podrá relacionar con el anterior, en el caso de dilatancia constante, mediante la relación:

$$e^{ps} = \frac{\sqrt{3}}{3}\sqrt{1 + K_\psi + K_\psi^2}\,\frac{\gamma^p}{1 + K_\psi} \quad (4.37)$$

Que para dilatancia nula quedaría simplificada a $e^{ps} = \gamma^p / 2$, y para dilatancia variable no se

cometería un error significativo si se mantiene esta última relación sencilla.

Con todo ello se podrá obtener para cada ensayo una curva que relacionará el ángulo de dilatancia con el parámetro plástico seleccionado.

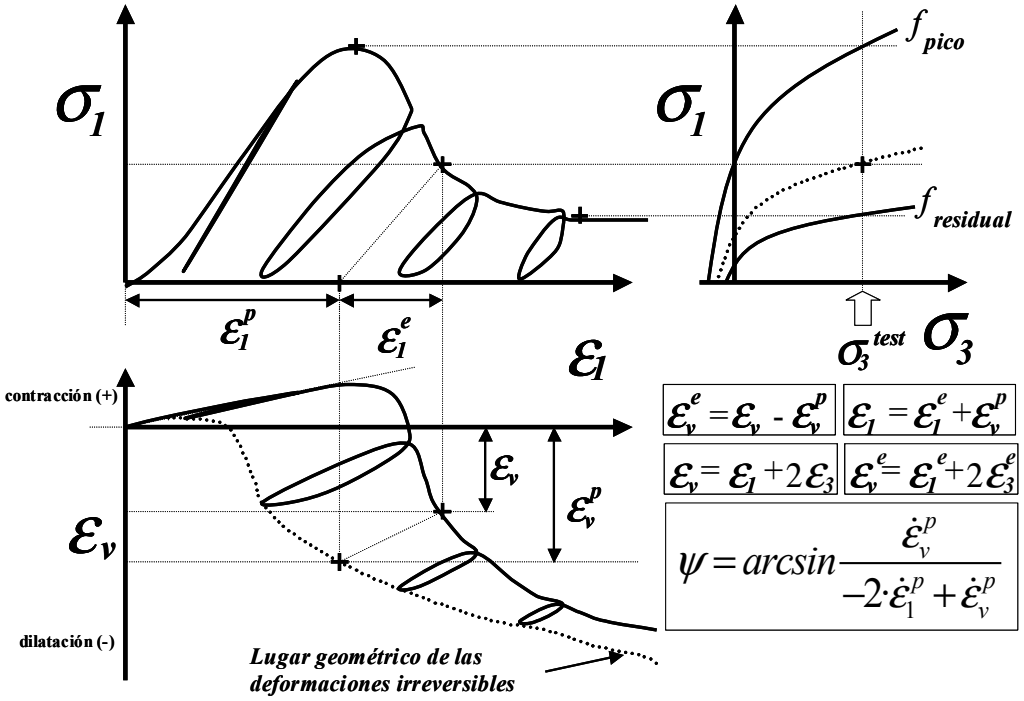


Figura 4.6. Relaciones tenso-deformacionales (tensión-deformación axial arriba y deformación volumétrica-axial abajo) de un ensayo de compresión en una muestra de carbón con reblandecimiento con varios ciclos de carga-descarga. La curva punteada representa la relación entre las componentes de las deformaciones volumétrica y axial plástica o lugar geométrico de las deformaciones irreversibles. También se adjunta la gráfica de los criterios de rotura de pico, residual y evolutivos. Adaptado a partir de Medhurst (1996).

Haciendo esto sobre un número conveniente de ensayos el modelo se basa en la estimación de la dilatancia de pico y en la evolución de la misma con la plasticidad, lo cual se puede formular a partir del ajuste de ensayos mediante las dos siguientes ecuaciones que constituyen simplificadamente el modelo Alejano y Alonso (2005):

$$\psi_{peak} = \frac{\phi}{1+\log_{10}\sigma_{ci}} \cdot \log_{10}\frac{\sigma_{ci}}{\sigma_3+0.1} \tag{4.38}$$

$$K_\psi = 1+(K_{\psi,peak}-1)\cdot e^{-\frac{\gamma^p}{\gamma^{p*}}} \tag{4.39}$$

Donde de $K_\psi = \frac{1+\sin\psi(\sigma_3,\gamma^p)}{1-\sin\psi(\sigma_3,\gamma^p)}$ se podría obtener la dilatancia en cada momento que dependería de la tensión de confinamiento σ_3 (MPa) y el parámetro de plasticidad γ^p (milidef.), a partir del ángulo de fricción de pico correspondiente a dicha tensión y a la escala correspondiente de la muestra ϕ (º), la resistencia a compresión simple intacta de la roca σ_{ci} (MPa) y un parámetro de disminución de dilatancia con la plasticidad que se denomina $\gamma^{p,*}$ (milidef.).

Para aceptar este modelo hay que pasar por alto una serie de fenómenos inelásticos (y no-plásticos) que suelen ocurrir en las rocas ensayadas a compresión simple y triaxial antes de alcanzar su resistencia máxima y que se pueden concretar en tres:

- La fase inicial de cierre de fisuras perpendiculares a la tensión principal mayor.
- La fase entre el inicio de la propagación estable de la fisuración (conocido como "onset of dilatancy") y el inicio de la propagación inestable de la fracturación (conocida como la resistencia a compresión simple a largo plazo de la muestra), donde la deformación axial es elástica pero no la transversal, lo que originaría dilatancias de menos infinito.
- La fase final de deformación previa a la rotura, entre le resistencia a compresión simple a largo plazo y la instantánea denominada resistencia máxima o de pico, donde se produce una fase de endurecimiento o deterioro en la que comienzan a enlazar o producirse la coalescencia de las microfisuras dando lugar a macrogrietas.

Estos efectos son ignorados por este modelo que se centra en la dilatancia post-rotura, lo que permite que se puedan interpretar los resultados de los ensayos; haciendo eso sí que se pase de la realidad al modelo tal y como se muestra en la Figura 4.7, lo que da lugar a que se produzca una cierta inexactitud, pero no errores importantes si se trabaja con el módulo elástico secante en vez del tangente.

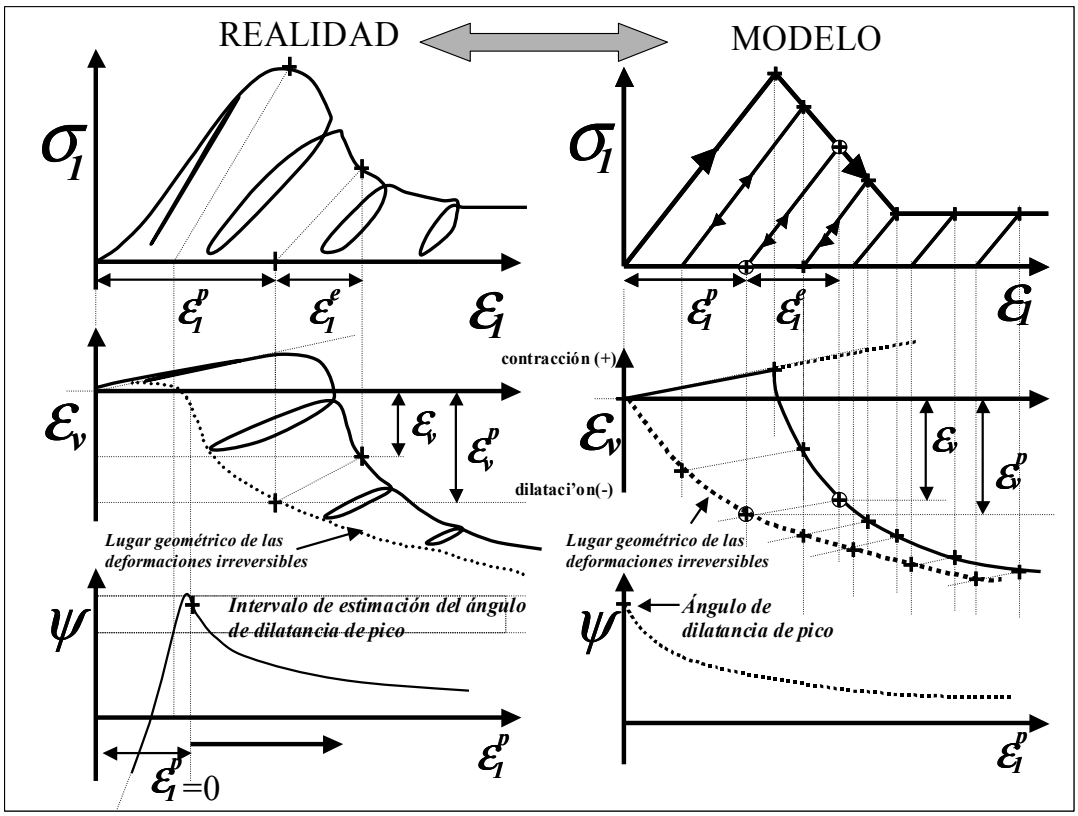


Figura 4.7. Relaciones tenso-deformacionales reales de un ensayo de compresión con varios ciclos de carga-descarga y relaciones ideales de acuerdo con el modelo. De arriba hacia abajo: tensión axial- deformación axial, deformaciones volumétricas total y plástica –deformaciones axiales total y función resultante de la dilatancia frente a la deformación axial plástica.

Con este modelo se han obtenido los valores de dilatancia correspondientes a los ensayos de Medhurst (1996) y como muestra la Figura 4.8, parece lograrse un buen ajuste si incluye un decalaje de 5 milideformaciones (o milistrains), para tener en cuenta los efectos previos a la resistencia máxima señalados. En términos generales y en lo que respecta a la dilatancia máxima se ha obtenido un ajuste razonablemente adecuado para diferentes tipos de rocas, como muestra la Figura 4.9.

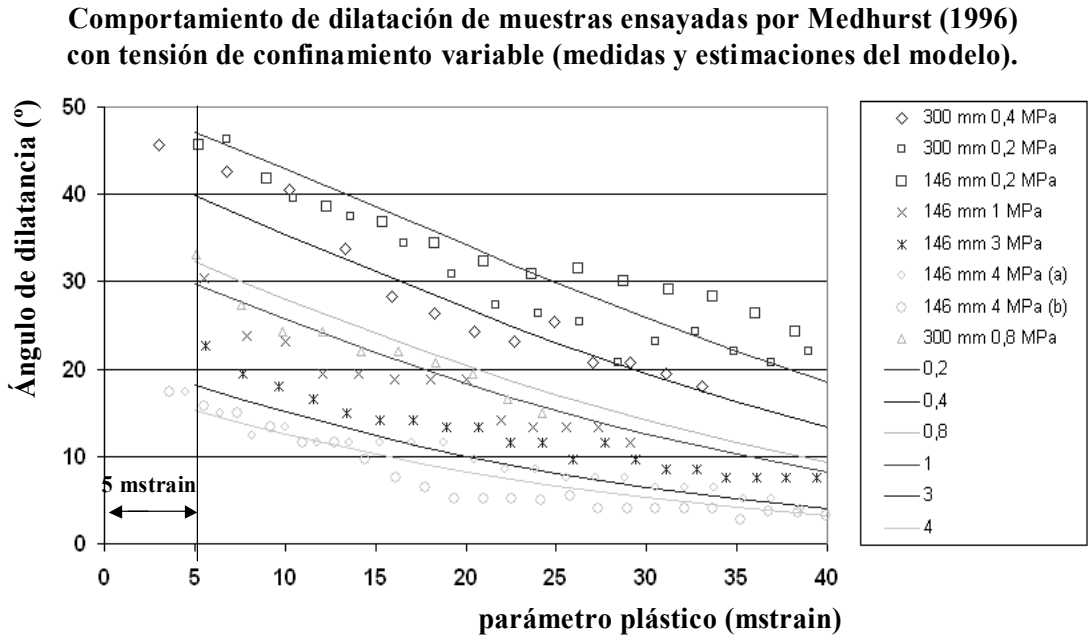


Figura 4.8. Ángulos de dilatancia observados y estimados frente al parámetro plástico para una serie de ensayos triaxiales sobre muestras de carbón –146 y 300 mm– para confinamientos de 0.2, 0.4, 0.8, 1, 3 y 4 MPa.

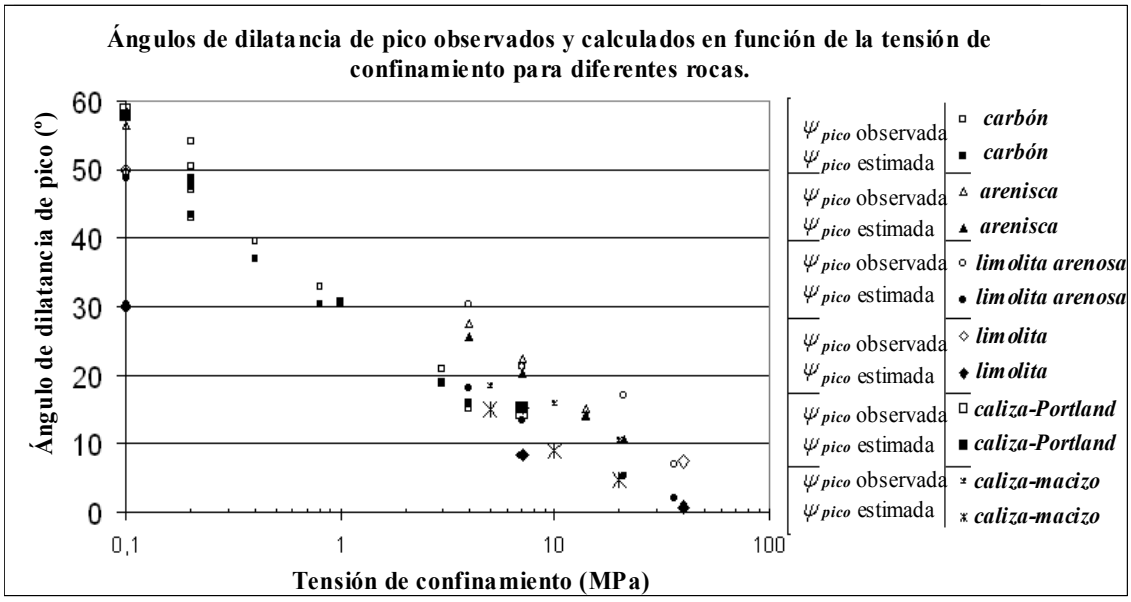


Figura 4.9. ángulos de dilatancia de pico observados mediante reinterpretación a partir de diversos ensayos y obtenidos mediante el modelo propuesto.

En cuanto a la fase de "bajada" de la dilatancia con la plasticidad se han ajustado resultados de diferentes rocas, como muestra la Figura 4.10, lo cual ha permitido obtener algunos valores estimativos del parámetro $\gamma^{p,*}$ que se presentan en la Tabla 4.2, para las mismas y que será el único parámetro necesario, y usualmente desconocido, para aplicar este modelo.

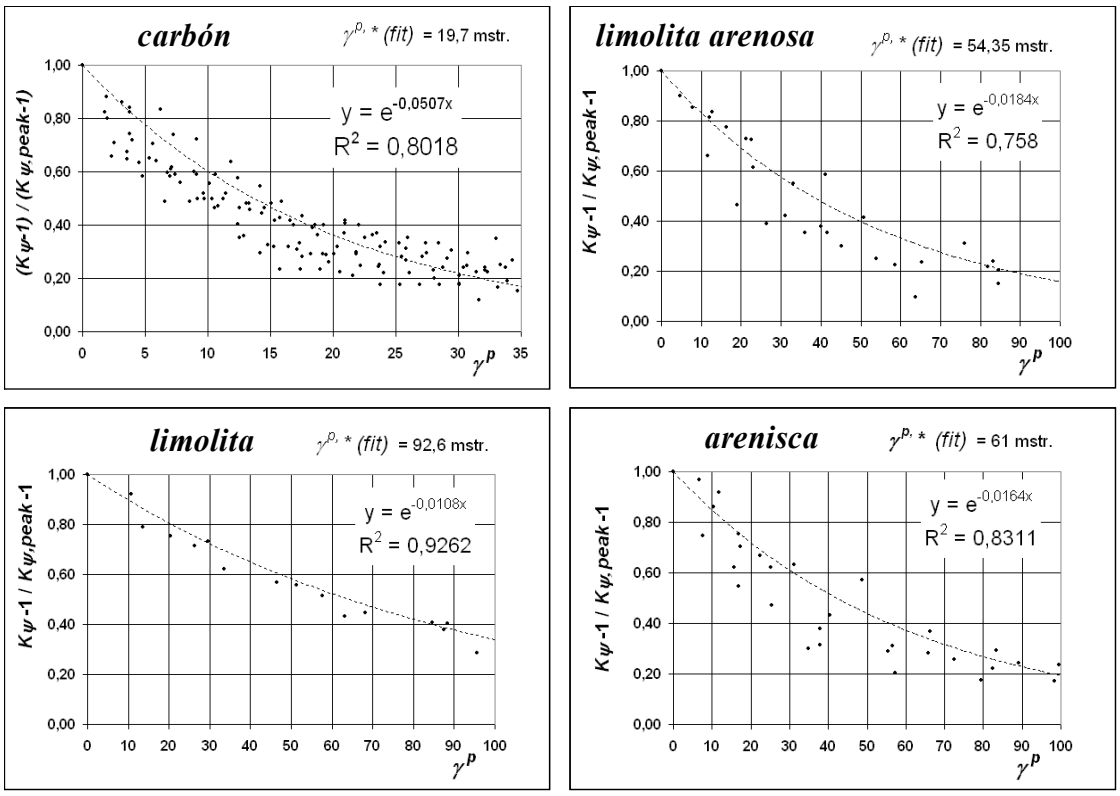


Figura 4.10. Representación de ensayos de Medhurst (1996) y Farmer (1987) en terminus de $K_\psi - 1 / K_{\psi,peak} - 1$ frente a γ^p. Ajuste de curvas exponenciales y estimación del parámetro $\gamma^{p,*}$.

Tabla 4.2. Valores del parámetro $\gamma^{p,*}$ estimados para algunos tipos de rocas sedimentarias.

Roca	parámetro $\gamma^{p,*}$ (mdef.)
Carbón	**20**
Limolita	**90**
Limolita arenosa	**55**
Arenisca	**60**

La aplicación del modelo mediante el código numérico FLAC (para el que se ha creado una subrutina específica de dilatancia) a la simulación axi-simétrica de ensayos triaxiales en carbón ha permitido obtener los resultados que se muestran en la Figura 4.11 en comparación con resultados reales de ensayos. También se ha aplicado el modelo a la obtención de curvas convergencia-confinamiento en túneles con resultados bastante coherentes aunque preliminares.

Este modelo de dilatancia parte de una serie de observaciones y definiciones clásicas sobre este parámetro y de la reinterpretación de una serie de ensayos previamente publicados. El modelo refleja dependencias sobre el confinamiento, la plasticidad e indirectamente en la escala. La comparación de los resultados del modelo con valores reales muestra una Buena aproximación.

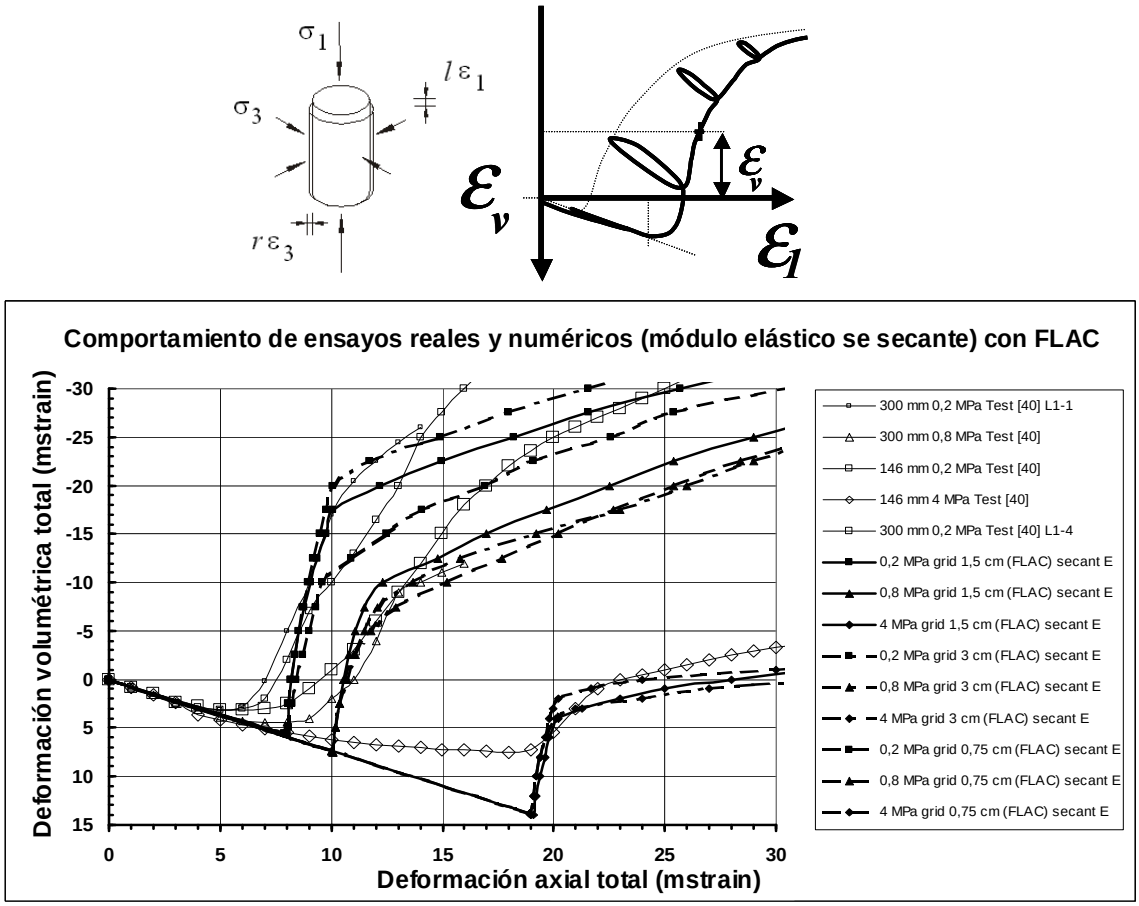


Figura 4.11. Representación de curvas de deformación totales volumétrica frente a axial para ensayos a compresión triaxial sobre probetas de carbón de Moura sometidas a diferentes niveles de tensión de confinamiento. Resultados reales y calculados mediante el código FLAC-2D (axi-simétricos) utilizando criterios de rotura de pico, evolutivos y residuales, el modelo de dilatancia Alejano-Alonso y valores del modulo de Young secante estimados a partir de ensayos y para varios anchos de malla.

Las dos principales ventajas de este modelo son que en primer lugar no aumenta el número de parámetros necesarios para simular el macizo rocosos (sustituye $\gamma^{p,*}$ por un valor más o menos representativo e irreal de dilatancia constante) y en segundo lugar que a pesar de su simplicidad permite obtener valores más realistas de la dilatancia de acuerdo con su variación natural con el confinamiento y la plasticidad y como se ha observado a distintas escalas y se puede implementar en modelos numéricos de uso común en mecánica de rocas.

4.5. Dialéctica sobre la naturaleza continua-discontinua de los macizos rocosos

Da la impresión de que una doble naturaleza continua / discontinua pudiera ser indicada para los macizos rocosos. Analizados individualmente podríamos encontrar algunos muy continuos, otros menos y otros harto discontinuos. La naturaleza de los macizos rocosos es discontinua, aunque esto se olvida muy a menudo por los técnicos. A partir de aquí y si se olvidan los modelos continuos las posibilidades de enfocar los problemas que nos quedan son en principio dos: por un lado aplicar modelos de comportamiento discontinuo como las técnicas de elementos discretos bien representadas en dos y tres dimensiones por los programas UDEC y 3DEC desarrollados por Cundall (Itasca,1999) o los enfoques empíricos tipo RMR (Bieniawski, 1976) o Q (Barton et al.,1974).

Los programas de elementos discretos en dos dimensiones tienen el problema de que la realidad discontinua de los macizos es muy tridimensional. Estos problemas se solucionarían con el programa 3-DEC, pero al tener que incluir todos los datos representativos, como el comportamiento de cada familia de juntas del macizo, con sus propiedades relevantes, incluyendo además aspectos todavía no muy resueltos en este código, como la finalización de las juntas, etc... cualquier análisis resulta inexacto. Aunque estos métodos o las técnicas modernas de análisis probabilístico de cuñas como las propuestas por Windsor (1999) presentan una vía de investigación interesante, su aplicación a la mayor parte de proyectos reales resulta ineconómica.

La otra vía es la utilización de los métodos empíricos como los índices RMR de Bieniawski (1976, 1989) y Q de Barton (Barton et al., 1974 -1994), cuya principal ventaja frente a las clasificaciones geomecánicas más antiguas, es que reducen las probabilidades en tanto en cuanto al revés que los seres humanos ni olvidan ni se cansan. La aplicación de estas metodologías empíricas por personal cualificado, está resultando fundamental en el sentido que las excavaciones mineras y civiles mundo adelante son demasiadas como para acudir a análisis más detallados.

Al respecto de esta dialéctica, Londe (1993) valora positivamente los intentos de Hoek y Brown para intentar introducir el efecto de las discontinuidades sobre el comportamiento del macizo. Fairhurst (1991), por su parte, parte del hecho de que la estabilidad de la excavación y los principios que han de guiar el diseño del sostenimiento, son y seguirán siendo en general cualitativos; ya que además el nivel de conocimiento cualitativo de como las discontinuidades afectan al macizo rocoso no está demasiado bien desarrollado. Aun así valora muy positivamente el desarrollo de los programas UDEC y 3-DEC, en el sentido de utilizarlos como herramientas que permitan clarificar el comportamiento de un hueco ante la presencia de discontinuidades (debiéndose utilizar para realizar ensayos en serie); sin embargo ha observado que pequeños cambios en variables como la orientación, variabilidad o resistencia de las juntas dan lugar a grandes variaciones en la estabilidad, por lo que tampoco se puede considerar como muy validos estos programas. Tal vez, termina, el conocimiento cualitativo evolucione, y pueda dar lugar a sistemas de toma de datos de campo aplicables a sistemas de clasificación geotécnicos más racionales.

En este sentido, conviene aclarar lo que se considerará modelo continuo y modelo discontinuo, así como la validez o no de la Mecánica de los Medios Continuos. Los grados de discontinuidad que se pueden encontrar se han sintetizado en la Figura 4.12.

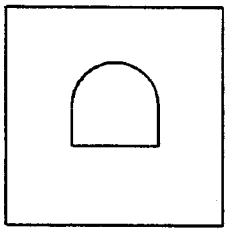
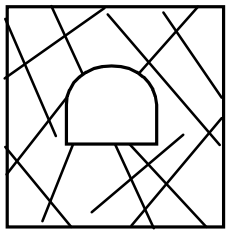
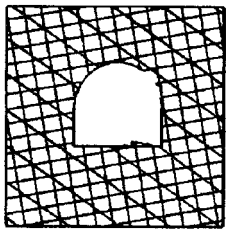
 TIPO A. ROCA MASIVA	▪ Se puede representar como un medio continuo con las propiedades de la roca sana
 TIPO B. ROCA FRACTURADA	▪ Se debe representar como un medio con las propiedades de la roca sana atravesada por juntas con propiedades conocidas (aunque su localización sólo será conocida estadísticamente) que aparecen como condiciones de contorno en la formulación de la Mecánica de los Medios Continuos. ▪ Salvo que se conozcan dónde se encuentran las discontinuidades (lo que prácticamente sólo ocurrirá en el caso de fallas) será preciso realizar diversas simulaciones que respeten las propiedades estadísticas conocidas de las discontinuidades (orientación de cada familia, espaciado medio, forma de las discontinuidades,, etc.) e intentar extraer una "información media".
 **TIPO C. ROCA MUY FRACTURADA**	▪ Sólo se puede abordar como un medio continuo con unas propiedades medias obtenidas a partir de las propiedades de la roca sana y de una medida de las propiedades de las discontinuidades (a través de índices de calidad). ▪ Se debe tomar un medio continuo equivalente tal que los promedios de desplazamientos y tensiones del medio muy fracturado coincidan con los desplazamientos y tensiones del medio sin fracturas con las propiedades mecánicas deterioradas. Existen varias alternativas para lograr esta representación. a) Enfoque heurístico (índices RMR, Q): mejor que buscar la convergencia de los valores medios se persigue la correcta representación de algunas variables (básicamente las ligadas al sostenimiento). b) Enfoque experimental: se busca la convergencia de valores medios a través de una simulación "masiva". c) Enfoque teórico: se combinan la representación de variables internas de deterioro y la teoría de homogeneización

Figura 4.12. Formas de abordar la simulación de diferentes tipos de macizos. Basado en Hoek, Kaiser y Bawden (1995). Cortesía de Balkema.

Barton señala que "... el mensaje de fondo que debe surgir de esta revisión de diferentes aspectos de la Mecánica de Rocas es el de ver a los macizos rocosos como discontinuos, y describirlos y simularlos con modelos de base discontinua, y no como modelos continuos modificados. Cuando un macizo rocoso no es simulado incluyendo cada una de sus componentes, se produce una situación tipo caja negra y los ingenieros tendrán cada vez un menor conocimiento de los posibles mecanismos reales de comportamiento..". Estas palabras son las que inducen a tildarle de "discontinuista". No obstante continua Barton: "... Por

supuesto, para simular macizos rocosos buenos sometidos a elevadas tensiones, o pequeñas excavaciones como sondeos, o materiales muy degradados... los métodos continuos se pueden utilizar con cierta fiabilidad".

Entendiendo que el párrafo anterior se refiere a macizos rocosos del tipo B (Figura 4.12), es cierto que emplear una representación con un medio sin discontinuidades con propiedades mecánicas equivalentes para un macizo de este tipo hace desaparecer fenómenos que pueden ser muy importantes (aquellos ligados a las concentraciones de tensiones entorno a las fracturas). Sin embargo, es importante subrayar que el problema no se puede resolver sólo representado explícitamente las fracturas; en general, tal y como se ha comentado anteriormente, sólo se conocerán ciertas propiedades estadísticas de las mismas y nunca se podrá representar el comportamiento correcto de la excavación.

Respecto al software que se puede utilizar en la simulación del comportamiento de macizos rocosos, también existen dos formas básicas de afrontar el problema, que se pueden representar por las siguientes siglas (Harrison y Hudson [2000]) que hacen referencia a las características del macizo (*CHILE*: continuo, homogéneo, isótropo y linealmente elástico – frente a *DIANES*: discontinuo, no homogéneo, anisótropo, no elástico y con efecto de escala).

Estos acrónimos se refieren a las dos formas de pensar respecto a la modelización del macizo rocoso. En el primero, se supone un material ideal que no está fracturado o si lo está, la fracturación se puede incorporar en las propiedades elásticas del medio continuo (se correspondería con los tipos A y C de la Figura 4.12., aunque habría que considerar el caso en que el macizo posea un comportamiento elastoplástico). En el segundo caso, se reconoce la naturaleza real del macizo rocoso (tipo B) y se simula la misma, aunque realizando aproximaciones groseras. La Mecánica de Rocas comenzó con la aproximación *CHILE* y en la actualidad ha desarrollado técnicas que permiten implementar una aproximación del tipo *DIANE*, como algunos códigos de elementos discretos bien representados en dos y tres dimensiones por los programas *UDEC* y *3DEC* desarrollados por Cundall (Itasca [1999]).

En cualquier caso, la modelización de macizos rocosos debe reproducir los mecanismos relevantes y los parámetros que gobiernan el comportamiento del mismo. Un aspecto delicado es la selección de las propiedades del macizo rocoso y del criterio de rotura, ya que a gran escala un macizo rocoso se comporta de forma muy diferente a una muestra en un ensayo de laboratorio. Los macizos rocosos son esencialmente medios heterogéneos y discontinuos; la discontinuidad empieza a escala de las microfisuras y entre los granos minerales de la roca y se extiende a varios tipos de fracturas y fallas a escala macroscópica. En un macizo rocoso, a medida que el tamaño de la muestra que se recoge aumenta se está recogiendo (i) roca intacta, (ii) roca fracturada y (iii) macizo rocoso. Estos especimenes proporcionarán, sometidos a ensayos similares, diferentes resultados, ya que poseen aspectos diferentes en cuanto a fracturación y heterogeneidades. De hecho, está constatado experimentalmente que muestras geométricamente homotéticas de la misma roca o macizo, sometidas a cargas en condiciones similares, proporcionan resultados que son función del tamaño de muestra. A esta variación en los resultados con el tamaño de muestra se conoce como *efecto de escala* (Pinto da Cunha [1993]). Por lo tanto es inevitable tener en cuenta este efecto de escala (Peres Rodrigues [1993] y Pinto da Cunha [1993]) a la hora de seleccionar adecuadamente los parámetros materiales del macizo rocoso.

4.5.1. Aplicación de los métodos numéricos a modelización de macizos rocosos.

La complicada naturaleza de los macizos rocosos y sus respuestas lleva también a una utilización de métodos analíticos y numéricos muy distinta de la que se hace en otras ramas de la tecnología como la resistencia de materiales, construcción, tecnología nuclear... en las que el comportamiento de los materiales y sus parámetros resultan bien conocidos. En mecánica de rocas el macizo rocoso en cuestión no se puede elegir y en general el punto de partida siempre es una ausencia importante tanto de datos como de conocimiento que sólo puede ser levemente superada con un buen reconocimiento geotécnico.

Un modelo de un macizo rocoso deberá adaptarse a las siguientes condiciones (i) las propiedades del macizo son inciertas y están distribuidas aleatoriamente, (ii) las medidas son imperfectas y limitadas en número, (iii) las cargas son inciertas y variables en el tiempo, (iv) hay un enorme número de parámetros que influyen y (v) la tridimensional suele jugar un importante papel. Estas condiciones inherentes a la mecánica de rocas, se traducen, en la resolución de problemas, en un elevado grado de complejidad y un resultado incierto. Las respuestas a los problemas geotécnicos, obtenidas mediante modelos imperfectos, sólo serán una aproximación con un elevado grado de incertidumbre. Hay que pensar que un modelo debe servir principalmente para aclarar ideas en un contexto complejo e incierto (Londe, 1993).

Ciertamente, los modelos en mecánica de rocas se encuentran dentro del la categoría de “problemas con limitación de datos”, pues casi nunca se conoce suficientemente el macizo rocoso para simularlo sin ambigüedad. Es por ello que los que trabajan en este ámbito han caído en la cuenta que no se pueden hacer enfoques de problemas convencionales, sino que hay que adoptar una metodología apropiada y específica. Esta metodología ha de ser más heurística y flexible que las convencionales; por ello, las técnicas de verificación y validación propias de problemas de los que se tienen muchos datos y mucho conocimiento, pierden un poco el sentido en esta tecnología más apegada a la naturaleza. (Starfield y Cundall, 1988).

Esto implica, a su vez, la aplicación casi “necesaria” en algunos casos de modelos basados en la teoría de la probabilidad (p. ej. el método de Montecarlo), más que en modelos deterministas, en los que la selección de las funciones de probabilidad de los datos de entrada es el aspecto clave para la obtención de buenos resultados. En el caso de modelos deterministas la tendencia (lógica) general ha sido y es el sesgar siempre hacia el lado de la seguridad los datos de entrada.

4.6. Consideraciones sobre el comportamiento frágil

En los últimos tiempos se ha venido constatando que el comportamiento de determinados macizos rocosos, sobre todo cuando se trabaja a grandes profundidades, no encaja suficientemente bien con las metodologías de caracterización y análisis de comportamiento que se vienen utilizando tradicionalmente y basadas en la utilización de los criterios de rotura de Mohr-Coulomb y Hoek-Brown.

Por ello, distintos grupos de investigadores ligados al diseño de explotaciones mineras subterráneas, han venido profundizando en el desarrollo de modelos que se adapten mejor a las realidades observadas in-situ, tanto desde un punto de vista puramente empírico, como en la base teórica que pudiera ser aplicable a este tipo de excavaciones. El mejorar el conocimiento de estos temas tiene como objetivo último mejorar la capacidad técnica para incrementar los niveles de seguridad en el diseño y la construcción de almacenamientos profundos, grandes excavaciones subterráneas, explotaciones mineras subterráneas y túneles a gran profundidad. A elevadas profundidades el terreno no suele perdonar, por lo que se requiere una aplicación harto cuidadosa de la técnica para minimizar el riesgo hasta niveles razonablemente aceptables tanto desde el punto de vista de la seguridad como de la economía.

En excavaciones subterráneas muy profundas en rocas duras los procesos de inestabilidad suelen ir asociados a fenómenos de rotura frágil, que suelen dar lugar a nuevas fracturas que se propagan paralelamente a la periferia de las excavaciones. Uno de los parámetros clave que caracteriza esta rotura frágil es el nivel de tensión necesario para iniciar y propagar estas fracturas a través de la roca intacta o del macizo rocoso. En principio a profundidades medias las zonas con fracturas de este tipo suelen encontrarse muy próximas a la periferia de la excavación pero a mayores profundidades pueden penetrar mucho más en el macizo rocoso y además tienden a abarcar todo el borde del hueco.

Al revés que en el caso de los materiales dúctiles o elasto-plásticos perfectos (como p.ej. los suelos o los macizos rocosos de calidad geotécnica baja), en los que se pueden producir superficies de deslizamiento sin comprometer la continuidad del material, la rotura frágil trata materiales en los que se ha de perder la continuidad a través de fracturas inducidas tensionalmente, antes de que se produzcan mecanismos de rotura cinemáticamente viables.

4.6.1. Características básicas de los macizos rocosos frágiles

En el ámbito de la ingeniería de los macizos rocosos en los últimos años se ha venido utilizando el criterio de rotura de Hoek-Brown (última versión Hoek & Brown, 1997) para el análisis de la estabilidad de excavaciones subterráneas en macizos rocosos. El origen de este criterio está en el análisis de ensayos de rotura de muestras cilíndricas de roca intacta en laboratorio y en la extrapolación de la reducción de la resistencia basada en la noción de que un macizo rocoso fracturado es mucho más débil en su resistencia al corte que la roca intacta.

A lo largo de los últimos quince años bastantes investigadores han observado que la aplicación de este criterio de rotura al caso de la rotura frágil ha venido dando resultados inexactos, limitados o que no coincidían con la realidad observada in-situ (Martín y Chandler, 1994; Pelli et al., 1991). Estos y otros autores han logrado demostrar mediante análisis retrospectivos que las fracturas de origen frágil se inician para niveles de tensión de entre 0,3 y 0,5 veces la resistencia a compresión simple de la roca intacta en laboratorio, casi independientemente del nivel de confinamiento al que este sometida la zona de roca analizada (Figura 4.13).

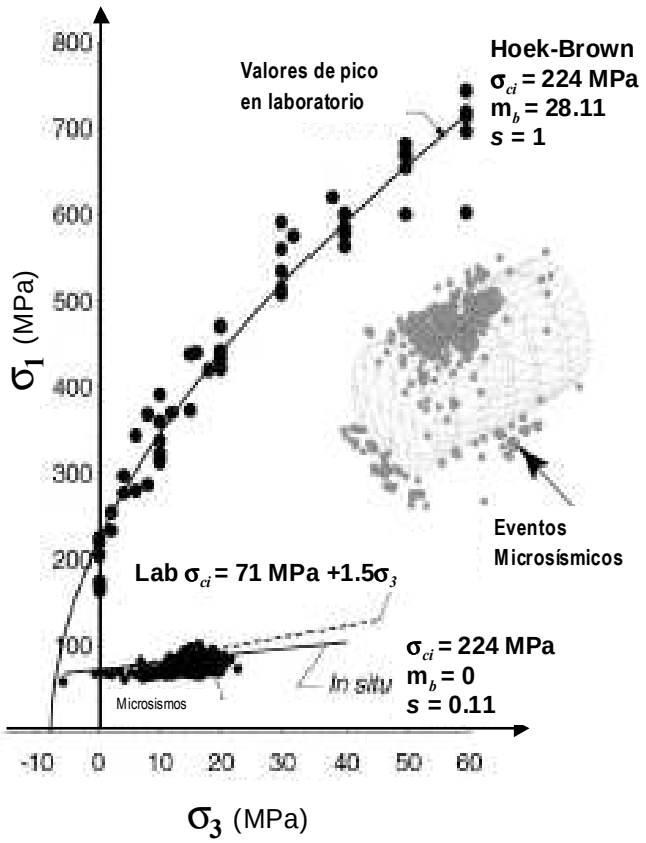


Figura 4.13: Ejemplo de criterio de rotura de Hoek-Brown a partir de ensayos sobre muestras de laboratorio y parámetros ajustados a los valores de iniciación del daño a partir de eventos micro sísmicos in-situ. Según Martin y Chandler (1994). Cortesía de Elsevier.

El enfoque clásico de Hoek-Brown parece funcionar bien para estimar la resistencia al corte en macizos rocosos dúctiles alrededor de taludes o túneles poco profundos, pero cada día son más las evidencias que indican que dicho enfoque no parece adecuado para estimar la resistencia de la roca en el entorno de excavaciones profundas en macizos rocosos duros. La diferencia fundamental entre ambos enfoques radica en que a poca profundidad el deslizamiento a través de juntas o el cizallamiento de la matriz rocosa son los procesos de inestabilidad dominantes, mientras que a mayor profundidad el mecanismo que controla la inestabilidad es la creación de fracturas inducidas por los elevados niveles tensionales (Martín y Chandler, 1994; Diederichs, 1999).

Latjai et al. (1990) sugieren que la iniciación de la fracturación puede ser causada por fracturas originadas por tracción. Debido a que los enlaces químicos propios de los minerales formadores de la mayor parte de las rocas (silicatos, carbonatos...) son covalentes, y estos enlaces resisten mucho más a tracción que cortante (al revés p. ej. que los enlaces metálicos, las rocas son básicamente más débiles a tracción que a cortante o que a compresión. Así parece que en la rotura de rocas sometidas a compresión o cizalla, los procesos de rotura están gobernados por fenómenos de tracción, siempre que las tracciones que se generen superen la resistencia a tracción de los materiales rocosos. La aparición de fenómenos de tracción locales en zonas sometidas a cortante o tracción es un hecho paradójico que se puede explicar por la heterogeneidad propia de las rocas.

Ciertamente Diederichs (1999) demuestra que este fenómeno es relativamente común en rocas sometidas a tensiones de confinamiento bajas. Este autor, utilizando el programa PFC (2002) que simula el comportamiento de las rocas como conjuntos de partículas heterogéneas con determinados tipos de enlaces, estudió el comportamiento de un ensayo en granito con un confinamiento de 20 MPa. Como resultado observó que aun con dicho confinamiento, el número de fracturas generadas por tracción hasta poco antes de romperse la muestra superaba por cincuenta a uno al número de las fracturas generadas por cortante, como muestra la Figura 4.14. También entendió Diederichs (1999) que la heterogeneidad tanto en el tamaño de grano como en las propiedades geomecánicas de los materiales era el aspecto clave en la paradójica generación de tracciones en un campo tensional compresivo.

Observó finalmente que en un sistema en el que se evita la propagación inestable de fracturas individuales (como el que el simulaba, y como se entiende que ocurre en las rocas) existe una relación estadística consistente (para un nivel de confinamiento) entre el nivel tensional requerido para la iniciación de las microfracturas (que en ensayos no confinados de laboratorio se estimaría como el primer punto de no linealidad de la curva tensión deformación axial), denominado en la literatura anglosajona como “onset of dilatancy”, referida a dilatancia pre-rotura) y aquel, en el que una densidad crítica de fracturas acumuladas da lugar a la interacción o coalescencia de las fracturas y por tanto al comienzo de la rotura progresiva del material rocoso. La relación entre esos dos niveles tensionales era estimativamente del orden de dos.

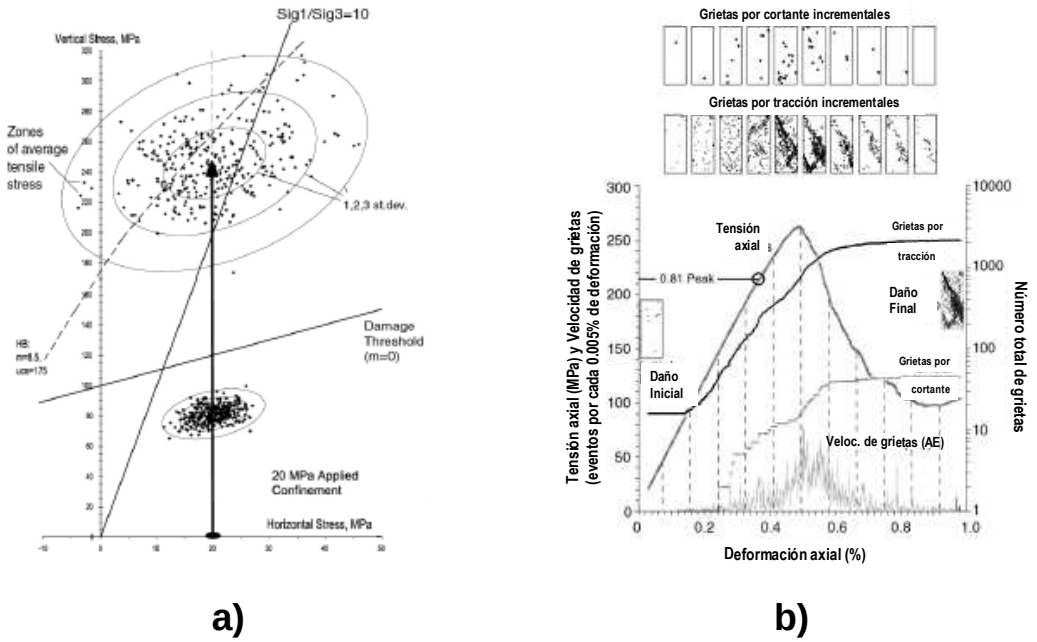


Figura 4.14: a) Variaciones de la tensión local interna para una tensión de confinamiento externa de 20 MPa, que da lugar a zonas localizadas de tensiones de confinamiento bajas e incluso negativas o de tracción. b) Ejemplo de los resultados tenso-deformacionales de un ensayo del caso anterior para un modelo de partículas, en el que además se muestran el número de microfracturas o grietas originadas por tracción y por cortante, junto con la velocidad de aparición de grietas por unidad de deformación estimada a partir de valores de emisión acústica. Ambas según Diederichs (1999).

Mientras la iniciación de la fracturación depende de un umbral tensional o tensión crítica, la interacción o coalescencia de fracturas depende en general de que se alcance una densidad de fracturas crítica. En ensayos clásicos de laboratorio donde la aplicación de carga es monótona creciente esta densidad crítica se alcanza para una tensión del orden del doble de la de iniciación. Sin embargo, en el macizo rocoso que rodea a una cavidad subterránea, el camino de carga es bastante diferente y la densidad de fracturas crítica se produce a tensiones notablemente inferiores de aquellas a las que tendría lugar en laboratorio.

En determinadas situaciones, la interacción entre fracturas coincide con la iniciación, lo cual da lugar a que la resistencia de la roca baje a los niveles tensionales propios de la iniciación de la fracturación ("onset of dilatancy") que suelen darse para valores de entre 0,3 y 0,5 veces la resistencia de la roca. Este efecto está a día de hoy bien observado y documentado in-situ en macizos rocosos masivos y con pocas discontinuidades. Así, por ejemplo, se observó en el URL (Laboratorio Subterráneo de Investigación) de la AECL (Compañía canadiense de la energía atómica), según relatan Martín y sus colaboradores, en algunas de sus publicaciones (1994, 2002).

4.6.2. Criterio de rotura para macizos frágiles

Los criterios de rotura clásicos como el de Mohr-Coulomb y el de Hoek-Brown asumen que la cohesión y la fricción contribuyen a la resistencia máxima y que se movilizan instantánea y simultáneamente. Esto, se ha observado que es rigurosamente cierto para niveles de confinamiento elevados en macizos que se comporten de manera dúctil (calidad geotécnica mala). Sin embargo Martín *et al.* (1999) indican que la suposición de movilización instantánea y simultánea de la cohesión y la fricción, no es correcta en rocas frágiles sometidas a un campo tensional compresivo con bajo confinamiento. En estas condiciones, las fracturas se abren nada más iniciarse lo que inhibe la movilización simultánea de cohesión y fricción. Hajiabdolmajid *et al.*, (2000) sugieren que la movilización de la resistencia frágil se puede representar razonablemente como un proceso en dos etapas, con una fase previa a la rotura o a la máxima resistencia dominada por la resistencia cohesiva del material y una resistencia residual controlada por la resistencia friccional movilizada en el material roto. De alguna manera la parte friccional de la resistencia sólo entra en juego cuando la roca está lo suficientemente dañada para poderse considerar no cohesiva.

A niveles de confinamiento bajos la acumulación de daño en la roca, equivalente a pérdida de cohesión tiene lugar cuando la diferencia entre las tensiones principales alcanza o supera un valor del orden de entre un tercio y un medio de la resistencia a compresión simple de la roca. Esto equivale a que el criterio de rotura tendrá una forma bilineal que comenzará para valores de fricción nula (si se expresa en términos del criterio de rotura de Mohr Coulomb) o valores de m =0 (si se expresa en términos del criterio de rotura de Hoek-Brown), tal y como indican Kaiser *et al.* (2000). Por debajo de este umbral de deterioro (m =0) la roca no sufrirá ningún tipo de afección, pero cuando este umbral se supere se podrá comprobar que la roca comienza a producir emisión acústica y se irá deteriorando (este deterioro causará la rotura si la roca no está o está apenas confinada; y si la roca está muy confinada necesitará un incremento significativo de la tensión principal mayor aplicada para acabar produciendo la rotura por cortante).

Cuando el estado tensional alcance una zona de bajo confinamiento y supere el umbral de daño la coalescencia o interacción de fracturas producirá la inestabilidad por descascarillado o "spalling"con fracturas orientadas preferentemente en la dirección paralela a la de la tensión principal mayor. Así pues, la resistencia del macizo rocoso in-situ será significativamente menor que la predicha a partir de ensayos de laboratorio, en los que este tipo de rotura queda notablemente atenuado por el particular estado tensional que se produce en muestras cilíndricas. Además si se generan tracciones, la roca se rompe por la rotura a tracción de los contactos entre bloques y tienen lugar mecanismos de caída de bloques o derrabes.

Atendiendo a todo lo señalado el espacio tensional (σ_1/σ_3) se podría dividir en cuatro zonas, a saber, zona de roca (no hay deterioro), zona de rotura por cortante, zona de rotura frágil por descascarillado o "spalling" y zona de rotura por tracción (Figura 4.15). Cuando un camino tensional entra en la zona de bajo confinamiento (por ejemplo en el entorno de una excavación) la propagación de fracturas resulta muy sensible al nivel de confinamiento, así a medida que la relación σ_3/σ_c se acerca a cero, la tendencia de las microfracturas a propagarse e interactuar se incrementa de manera exponencial. A medida que dicho coeficiente se incrementa esta tendencia se atenúa hasta llegar a desaparecer. Se puede decir que las líneas con valores constantes de dicha relación representan estados tensionales con un potencial de interacción o coalescencia de microfracturas equivalente. El proceso de pérdida de cohesión y deterioro de la roca es no lineal y se va acelerando a medida que la tensión de confinamiento disminuye.

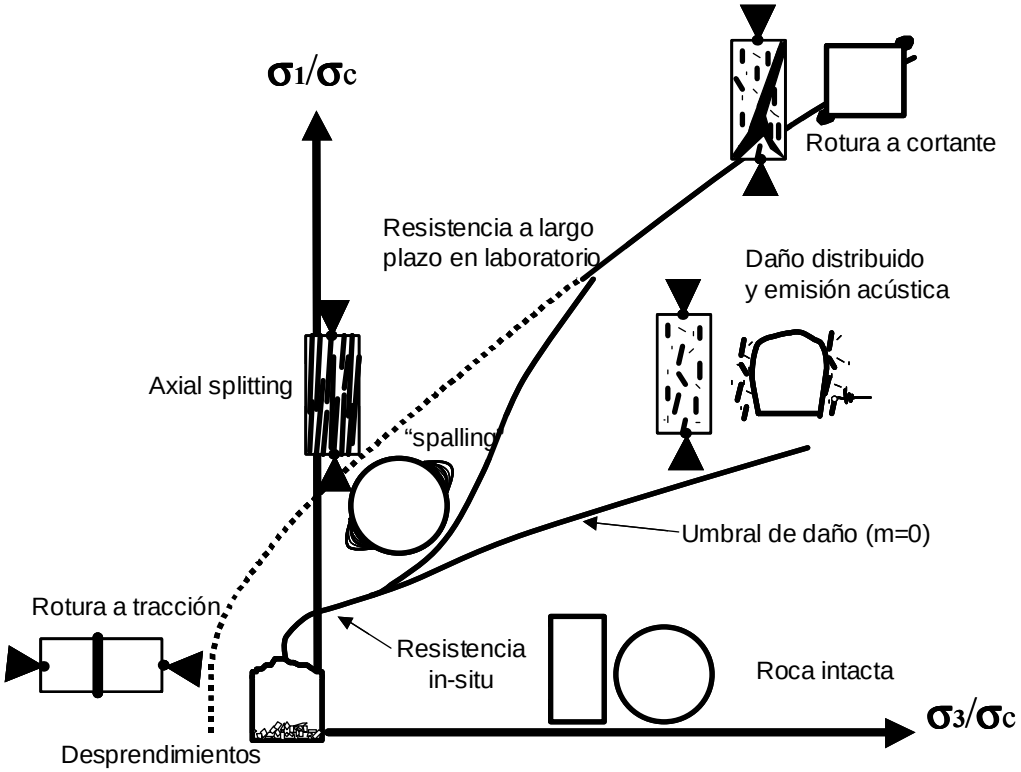


Figura 4.15: Envolvente de rotura esquemática para la rotura frágil en la que se muestran las cuatro zonas de diferente mecanismo de comportamiento de la roca: Roca intacta, rotura por cortante, "spalling" o descascarillamiento y rotura con desprendimiento. Según Diederichs (2003). Cortesía de Springer-Verlag.

Como se ha señalado la heterogeneidad da lugar a que aparezcan localmente zonas sometidas a tracción. En estas zonas el potencial de propagación y coalescencia de las microfracturas es muy grande, más grande en todo caso que el predicho en función de la relación σ_1/σ_3. Así Kaiser *et al.* (2000) han estimado que cuando se supera un cierto límite de σ_1/σ_3, se comienzan a encontrar zonas locales con tracción, promoviéndose la rotura inestable frágil.

4.6.3. Conclusiones sobre la rotura frágil

Se ha observado que la rotura frágil en excavaciones profundas en macizos rocosos de buena calidad geotécnica tiene lugar cuando el estado tensional de la periferia de la excavación se encuentra por encima del denominado "umbral de deterioro". Así pues la rotura en estos casos se puede predecir utilizando un criterio de rotura bilineal, con una primera línea que vienen dada precisamente por este umbral y una segunda línea marcada por el límite de descascarillado o "spalling".

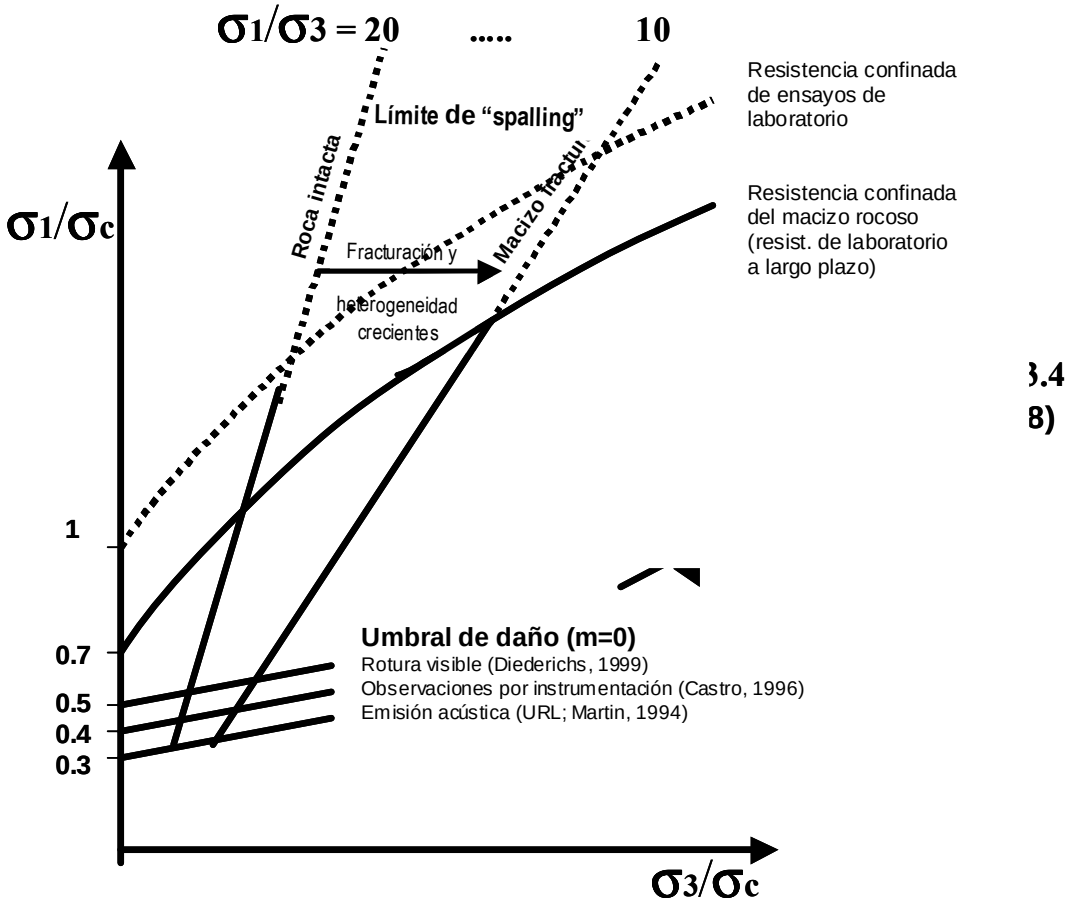


Figura 4.16: Ejemplo de limite inferior bilineal para la envolvente de rotura en la rotura frágil de rocas y macizos rocosos duros. Los límites para la aplicación de *m*=0 en esta gráfica vendrán dados por un determinado valor del ratio σ_1/σ_3. Según Kaiser et al. (2000).

En términos del criterio de rotura Hoek-Brown la primera porción de la envolvente de la rotura frágil se puede estimar a partir de los llamados parámetros de resistencia frágil del macizo y que serán una *m* nula y un valor de *s* entre 0.11 y 0.25. Sustituyendo estos valores en el criterio de Hoek-Brown, se obtendrá expresión del tipo σ_1-σ_3 = 1/3 a ½ de σ_c, criterio de rotura este adecuado para definir el umbral de deterioro. Este umbral dependerá en realidad del grado de fracturación preexistente y del nivel de heterogeneidad del macizo rocoso (Figura 4.16).

Por encima de este umbral, la resistencia confinada del macizo rocoso, según se determina a partir de ensayos de laboratorio quedaría cortada lateralmente por el denominado límite de "spalling" o descascarillado marcado por una relación del tipo σ_1/σ_3 = 10 ó 20. La pendiente real de esta línea vendrá también marcada por factores que controlen la aparición de tracciones locales en el interior de la roca y por lo tanto dependerá del nivel de heterogeneidad de la roca y del macizo rocoso y del grado natural de fracturación (Figura 4.16).

Para niveles de confinamiento superiores a estos, se mantendría el criterio de rotura de Hoek-Brown, tal y como estos autores lo proponen.

REFERENCIAS

Afrouz, A.A. (1992): "*Practical Handbook of Rock Mass Classification Systems and Modes of Ground Failure"*. CRC Press Inc.

Alejano, L., Ramírez-Oyanguren, P. y Taboada, J. (1999):"FDM predictive methodology of subsidence due to flat and inclined coal seam mining". *Int. Journal of Rock Mech. Sci. & Geom. Abstr. vol. 36, no.4*., pp 475-491.

Alejano, L.R. y Alonso, E. (2005): "Considerations of the dilatancy angle of rocks and rock masses". *Int. Journal of Rock Mech. Sci. & Geom. Abstr. vol. 42, no.4*.

Alonso, E. (2001). "Curvas convergencia-confinamiento: resolución numérica y aplicación a macizos rocosos con comportamiento elasto-plástico con reblandecimiento". Tesis Doctoral. Universidad de Vigo.

Archambault, G., Roleau, A, Daigneault, R., Flamand, R. Progressive failure of rock masses by a self similar anastomosing process of rupture at all scales and its scale effects on their shear strength. Proc. 2nd Int. Workshop on Scale Effects in Rock Masses, 1993, Lisbon, pp. 133-141. Pinto da Cunha (ed.). Balkema.

Bakhtar, K. y Barton, N. (1984): "Large scale static and dynamic friction experiments". 25th U.S. Rock Mech. Symp. North-Western Univ. Illinois. Ed. Balkema.

Barton, N. (1999): "General report Concerning some 20th Century Lessons and 21st Century Challenges in Applied Rock Mechanics, Safety and Control of the Environment". 9º Congreso Internacional de la ISRM.. Paris (Francia). Ed. Balkema.

Barton, N. (2002). Some new Q-value correlations to assist in site characterisation and tunnel design. Int. J. Rock Mech. & Min. Sci. Vol. 39, pp. 185-216.

Barton, N., Lien, R. y Lunde, J. (1974): "Engineering classification of rock masses for the design of tunnel support". *Rock Mechanics (6) 4.* pp 189-236.

Barton, N. y Grimstad, E. (1994): "The Q-System following 20 years of application in NAMT support selction". 43rd Colloquy, Salzburgo (Austria). *Felsbau.* 6/94. pp 428-436.

Bieniawski, Z.T. (1974a): "Estimating the Strength of Rock Materials". *J. S. African Inst. Min. Metall. vol.74-8,*, pp 312-320.

Bieniawski, Z.T. (1974b): "Determining Rock Mass Deformability-Experience from Case Histories". *Int. Journal of Rock Mech. Sci. & Geom. Abstr. vol. 15, no.3*., pp 237-247.

Bieniawski, Z.T. (1976): "Rock Mass Classification in Rock Engineering". Actas del Simp. Int. Exploration for Rock Engineering, pp 97-106, Cape Town, ed. Z.T. Bieniawski. Balkema.

Bieniawski, Z.T. (1989): "*Engineering Rock Mass Classifications -A Complete Manual for Engineers and Geologists in Mining, Civil and Petroleum Engineering*-". J.Wiley, Nueva York.

Brady, E. y Brown, E.T. (1985)*: "Rock Mechanics for Underground Mining*". Ed. George Allen & Unwin. Londres, RU.

Brown, E.T., Bray, J.W. y Santarelli, FJ (1989): Influence of stress-dependent elastic moduli on stresses and strains around axi-symmetric boreholes. *Rock Mech. Rock Eng.*,1989, 22, 189-203.

Carranza Torres, C. (1999): "The Elasto-plastic response of underground excavations in rock masses that obey the Hoek-Brown failure criterion". *Int. Journal of Rock Mech. Sci. & Geom. Abstr. vol. 36, no.5*.

Coulthard, M.A. y Little,T.N. (1999): "Modelling of stability of high west-wall at Oki Tedi Copper-Gold Mine. In *FLAC and Numerical Modelling in Geomechanics.* Minneapolis, EEUU. pp 39-46. Ed. Balkema

Derek Martin, C. (1995): "Brittle rock strength failure: Laboratory and in situ". 8º Congreso Internacional de la ISRM.. Tokyo (Japón). Vol. II. pp 1033-1040. Ed. Balkema.

Detournay, E. Elastoplastic model of a deep tunnel for a rock with variable dilatancy. Rock Mech. & Rock Eng. 1986, vol. 19, pp. 99-108. Springer.

Diederichs, M.S. (1999): *"Instability in hard rock masses: the role of tensile damage and relaxation"*. Tesis doctoral de la Universidad de Waterloo, Ontario, Canadá, 556 pp.

Diederichs, M.S. (2003): "Rock Fracture and Collapse Under low Confinement Conditions". Rock Mech. Rock Engng. Vol 36 (5), pp 339–381.

Duncan-Fama, M.E. (1993): “Numerical model of yield zones in weak rock”. In *Comprehensive Rock Engineering*. Vol. II. pp 49-75. Ed. Hudson. Pergamon Press.

Duncan-Fama, M.E., Trueman, R. y Craig, M.S. (1995):“Two- and Three-Dimensional Elasto-Plastic Analysis for Coal Pillar Design and its Application to Highwall-Mining”. *Int. Journal of Rock Mech. Sci. & Geom. Abstr. vol. 32, no.3*., pp 215-225.

Farmer, I.W. (1983)*:"Engineering Behaviour of Rocks"*.2ª edn. Chapm. & Hall,Londrés, RU.

Fairhurst, Ch. (1991) : “General philosophy of support design for underground structures in hard rock” . En *Underground Structures: Design and Construction.* Developments in Geotechnical Engineering Series, 59B. Ed. Sinha, R.H. Elsevier.

Fang, Z. (2001): ”A local degradation approach to the numerical analysis of brittle fracture in heterogeneous rocks”. Tesis doctoral de la University of London, Reino Unido.

Fang, Z., Harrison, J.P. (2002): Application of a local degradation model to analysis of brittle fracture of laboratory scale rock specimens under triaxial conditions. Int. J. of Rock Mech. Min. Sci., 2002, Vol. 39, pp. 459-476.

Galera, J.A. (1995)*:* "Notas del Curso de doctorado: Caracterización Geotécnica de Macizos Rocosos”. Celebrado en la ETSI Minas de Madrid, en Mayo de 1995.

Hajiabdolmajid, V., Martin, C.D., Kaiser, P.K. (2000). “Modelling brittle failure”. En actas del 4th North America Rock Mechanics Symp. Seattle, Wash. EEUU. Balkema, Rotterdam, 8 pp.

Harrison, J.P. y Hudson, J.A. (2003): “*Engineering Rock Mechanics. Part 2: ilustrative Worked Examples*”. Imperial College of Sciene, Techonology and Medicine, University of London, UK, Ed. Pergamon. Reino Unido.

Hoek, E. (1999): "Support for very weak rock associated with faults and shear zones”. In Rock Support and Reinforcement Practice in Mining. pp 19-34. Kalgoorlie, West. Australia. Ed. Villaescusa, Windsor y Thompson. Ed. Balkema.

Hoek, E. y Brown, E.T. (1980)*: "Underground Excavations in Rock*". IMM..

Hoek, E. y Brown, E.T. (1988)*:* "The Hoek-Brown failure criterion - a 1988 update”. Proc. 15 th Canadian Rock Mechanics Symposium. Toronto. 31-38.

Hoek, E. y Brown, E.T. (1997)*:* "Practical estimates of rock mass strength". *Int. Journal of Rock Mech. Sci. & Geom. Abstr. vol. 34, no.8*., pp 1165-1187.

Hoek, E., Carranza-Torres, C. & Corkum, B. 2002a. Hoek-Brown failure criterion – 2002 edition. In R. Hammah,W. Bawden, J. Curran, & M. Telesnicki (Eds.), *Proceedings of NARMS-TAC 2002, Mining Innovation and Technology. Toronto – 10 July 2002*, pp. 267–273. University of Toronto.

Hoek, E. & Diederichs, M.S. (2005): Empirical estimation of rock mass modulus. Int. J. of Rock Mech. And Min. Sci. Vol. 45, pp. 2005.

Hoek, E., Kaiser,P.K. y Bawden.W.F. (1994): "*Support of Underground excavations in Hard Rock*". A.A. Balkema.

Itasca. (1993): "User manual for FLAC, Version 3.22". Itasca Cons. Gr. Inc., Minnesota, EEUU.

Itasca. (2000): ”User manual for UDEC, Version 3.1". Itasca Cons. Gr. Inc., Minnesota, EEUU.

Itasca. (2002). “User manual for PFC, Version 2.0”. Itasca Cons. Group Inc., Minnesota, EEUU.

Jaeger, J.C., Cook, N.G.W. (1976). Fundamentals of Rock Mechanics, 2nd ed (1st ed. 1969). Science paperbacks. 1976. Norwich, EEUU.

Kaiser, P.K., Diederichs, M.S., Martin, C.D., Sharp, J., Steiner, W. (2000). Underground Works in Hard Rock Tunneling and Mining. Actas de GeoEng2000, Melbourne, Australia, 84 pp.

Latjai, E.Z., Carter, B.J. Ayari, M.l. (1990). Criteria for brittle fracture in compression. *Eng. Fracture Mech. Vol. 37. (1),* pp 25-49.

Londe, P. (1993): “Safety Concepts applied to rock Mechanics”. In *Comprehensive Rock Engineering*. Vol. II. pp 749-777. Ed. Hudson. Pergamon Press.

Lorig, L. y Varona P. (1999)*:* "Notas del Curso de UDEC”. Celebrado en Madrid, del 29 de Noviembre al 1 de Diciembre del 1999.

Martin, C.D., Chandler, N.A. (1994). The progressive failure of Lac du Bonet Granite. *Int. J. Rock Mech. & Min. Sci. Vol 31. (6),* pp 643-659.

Martin, C.D. (1995): “Brittle rock strength failure: Laboratory and in situ”. 8º Congreso Internacional de la ISRM.. Tokyo (Japón). Vol. II. pp 1033-1040. Ed. Balkema.

Martin, C.D., Kaiser, P.K., Mc Creath, D.R. (1999). Hoek-Brown parameters for predicting the depth of brittle failure around tunnels. *Canadian Geotechnical Journal. Vol 36. (1),* pp 136-151.

Medhurst, T.P. (1996) Estimation of the in situ strength and deformability of coal for engineering design. Tesis doctoral de la University of Queensland, Australia.

Medhurst, T.P. y Brown, E.T. (1998)*:* "A study of the Mechanical Behaviour of Coal for Pillar Design". *Int. Journal of Rock Mech. Sci. Vol. 35, no.8*., pp 1087-1105. Oct., 1998.

Panet, M. (1993): "Understanding Deformations in Tunnels". In *Comprehensive Rock Engineering*. Vol. I. pp 663-690. Ed. Hudson. Pergamon Press.

Panet, M. (1995): "*Le calcul des tunnels par le methode des curves convergence-confinement*". Presses de l´Êcole National des Ponts e Chausseés. Paris.

Pelli, F., Kaiser, P.K., Morgenstern, N.R. (1991). An interpretation of ground movements recorded during construction of Donkin-Morien Tunnel. *Canadian Geotechnical J. . Vol 28. (2)*, pp 239-254.

Peres Rodrigues, F. (1990): *"About LNEC experience on scale effects on the deformability of rocks"*. Proc. of the First Int. Workshop on Scale effects in rock masses, pp. 155-164, Loen.

Pethukov, I.M. y Linkov, A.M. (1979): "The theory of post-failure deformation and the problem of stability in rock mechanics. *Int. Journal of Rock Mech. Sci. & Geom. Abstr. vol. 16,* pp 17-56.

Pinto da Cunha, A.(1993). Scale effects in rock engineering – An overview of the Loen Workshop and other recent paper concerning scale effects.. Proc. 2nd Int. Workshop on Scale Effects in Rock Masses, 1993, Lisbon, pp. 3-14. Pinto da Cunha (ed.). Balkema.

Pusch, R. (1995). "*Rock mechanics in a geological base*". Developments in Geotechnical Engineering Series, 77. Elsevier.

Ramírez Oyanguren, P. (1995): "Características mecánicas de los macizos rocosos". Jornadas Técnicas sobre aplicaciones Informáticas a la Ingeniería de Túneles. Madrid, 1995.

Ribacchi R. (2000) Mechanical tests on pervasively jointed rock material: Insight into rock mass behaviour. Rock Mech. Rock Engng., vol. 33 (4), pp. 243-266. Springer.

Santarelli, F.J., Brown, E.T. y Maury, V.M., (1986): "Analysis of borehole stress using pressure-dependent linear elasticity. *Int. Journal of Rock Mech. Sci. & Geom. Abstr. vol. 23,* 1986.

Serafim, J.L. y Pereira , J.P. (1983):"Considerations on the Geomechanical Classification of Bieniawski". Actas del Simp. Int. de Ing. Geol. en Construcciones Subterráneas. pp II33-II42, Lisboa. A.A. Balkema.

Singh, B. (1973): "Continuum Characterization of Jointed Rock Masses (Part I-The constitutive Equations & Part II-Significance of low Shear Modulus)". *Int. Journal of Rock Mech. Sci. & Geom. Abstr. vol. 10, no.4*., pp 311-350. Jul., 1973.

Starfield, A.M. y Cundall, P.A. (1988): "Towards a methodology for Rock Mechanics Modelling". *Int. Journal of Rock Mech. Sci. & Geom. Abstr. vol. 25, no.3*., pp 99-106. Jul., 1973.

Vardoulakis, I.G., Sulem, J. (1995) :Bifurcation Analysis in Geomechanics. Blackie Academic & Professional.

Vermeer, P.A., de Borst, R. Non associated plasticity for soils, concrete and rock. Heron 1984, 29 (3), pp. 3-64.

Wilson, A.H. (1972): Research into the Determination of Pillar Size (Part 1 : An hypothesis concerning pillar stability). *Transactions of the Institution of Mining Engineers*. Vol. 131. Pp 409-417. Junio, 1972.

Windsor, P.A. (1999): "Systematic design of reinforcement and support schemes for excavation in jointed rock". In *Rock Support and Reinforcement Practice in Mining*. pp 35-58. Kalgoorlie, West. Australia. Ed. Villaescusa, Windsor y Thompson. Ed. Balkema.

5. CLASIFICACIONES GEOMECÁNICAS DE LOS MACIZOS ROCOSOS

Existen demasiadas excavaciones a lo largo y ancho del mundo para ser analizadas analítica o numéricamente, y demasiados pocos expertos para hacer buenas estimaciones. Así, un modelo empírico bien fundado y probado, utilizado por personal cualificado puede ser una herramienta de gran utilidad.

N. Barton, 1999

5.1. Introducción

Las clasificaciones geomecánicas se utilizan mucho actualmente, sobre todo en los estudios geotécnicos de túneles, (donde de los diez mil kilómetros de túneles y galerías que se excavan anualmente aproximadamente un 80 % se excavan atendiendo únicamente a la clasificación geomecánica de los terrenos), pero es conveniente aplicarlas no perdiendo de vista los datos sobre los que se fundamentan.

En lo que se refiere a los taludes, la principal ventaja de las clasificaciones geomecánicas consiste en que permiten obtener, mediante unas correlaciones establecidas, los principales parámetros mecánicos del macizo rocoso: módulo de elasticidad, coeficientes del criterio de rotura Hoek-Brown, etc. La utilización directa de las clasificaciones para determinar la estabilidad de los taludes puede tener ventajas en fases iniciales del estudio, pero su empleo como única herramienta de decisión a nivel de proyecto es cuestionable (Bieniawski, 2003b).

Los sistemas de clasificación de los macizos rocosos tienen por objeto evaluar sus características para determinar de forma cuantitativa su calidad. El término “macizo rocoso” se refiere al conjunto de uno o varios tipos de rocas atravesados por plano de discontinuidad en el que se inserta la obra de ingeniería o la mina. Su caracterización requiere el conocimiento de los siguientes parámetros:

– Resistencia y comportamiento de la roca.
– Familias de discontinuidades existentes.
– Espaciado de los planos de discontinuidad y fracturación del macizo.
– Caracteres geomecánicos de las discontinuidades: continuidad, rugosidad, separación y resistencia de los labios, meteorización y relleno.
– Condiciones del agua en las juntas.
– Tensiones in situ, naturales o inducidas.
– Alteraciones producidas en el macizo rocoso por las excavaciones.

Los criterios de clasificación tienen que ser claros y consistentes para que no haya ninguna duda a la hora de aplicarlos y las categorías que se establezcan deben ser mutuamente excluyentes, de modo que no sea posible asignarle a un macizo rocoso dos categorías distintas. Por otra parte, se gana en objetividad a la hora de definir la calidad de un macizo rocosos si se obtienen índices mediante dos o más clasificaciones que se puedan correlacionar entre sí.

5.2. Utilidad, limitaciones y condiciones de aplicación de las clasificaciones geomecánicas

En la actualidad, las clasificaciones geomecánicas se emplean de forma generalizada en ingeniería para hacer una primera predicción del comportamiento de los macizos rocosos frente a excavaciones, principalmente subterráneas, aunque también a cielo abierto. Su utilidad radica en la facilidad de su aplicación y en los buenos resultados conseguidos en muchos casos. Las clasificaciones geomecánicas han producido notables beneficios a la ingeniería entre los que cabe destacar:

– Han mejorado la calidad de los estudios de los macizos rocosos por el simple hecho de requerir un mínimo de datos para llevar a cabo la clasificación y han puesto un cierto orden en los trabajos de campo en los que se basan los estudios geotécnicos.

– Han permitido dividir los macizos rocosos en grupos de características y comportamiento similar, facilitando el diseño de excavaciones al permitir relacionar las experiencias obtenidas en diversos lugares.

– Han suministrado datos básicos sobre las características de los macizos rocosos para la estimación de sus propiedades mecánicas, criterios de rotura y flujo plástico.

– Han proporcionado una base y un lenguaje común de comunicación entre geólogos e ingenieros.

Las clasificaciones geomecánicas se utilizan preferentemente en las fases de viabilidad y anteproyecto, en zonas donde existen afloramientos rocosos que permiten una buena toma de datos geológicos y geomecánicos, y alcanzan en muchas ocasiones resultados satisfactorios a bajo coste, lo cual es muy importante en los inicios de un proyecto. Concretamente, las clasificaciones geomecánicas son de especial interés en la selección de trazados de túneles y en la evaluación de sus condiciones generales de estabilidad.

Partiendo de la base de que el índice de calidad caracteriza el macizo rocoso, las clasificaciones geomecánicas dan información acerca de ciertas propiedades mecánicas del mismo, que son las básicas para estimar el tipo de técnica de excavación y las necesidades estimativas de sostenimiento.

A pesar de la gran utilidad de las clasificaciones geomecánicas y tal vez por este mismo motivo, su uso tan generalizado ha hecho que en bastantes casos no se hayan conseguido los resultados deseados, ya que a veces se ha querido extrapolar las clasificaciones a situaciones que se alejan mucho de las utilizadas como base empírica de las mismas.

Por último hay que advertir que cuando se plantea un problema de diseño en un macizo rocoso, antes de decidir utilizar una clasificación geomecánica como única herramienta para resolverlo, hay que plantearse si hay otro procedimiento más preciso que éste.

5.3. Presente y futuro de las clasificaciones geomecánicas

En la actualidad las dos clasificaciones geomecánicas más utilizadas son: la Clasificación Geomecánica o RMR de Bieniawski (1973), y el sistema Q de Barton, Lien y Lunde (1974). Estas clasificaciones fueron creadas originalmente para excavaciones subterráneas, particularmente túneles, aunque el RMR se ha extendido después a otras aplicaciones, como minería subterránea metálica y de carbón (Laubscher 1977 y 1984; Cummings et al. 1982; Kendorski et al. 1983 y Unal 1983 y 1986), estabilidad de taludes (Romana 1985) y arranque de rocas (Weaver 1975, Smith 1987 y Singh et al. 1986).

La principal aplicación de las mencionadas clasificaciones geomecánicas es la selección del sostenimiento de túneles, ya que su diseño por métodos analíticos no ha alcanzado todavía el grado de desarrollo necesario para resolver algunos de los problemas que plantean este tipo de obras. La extensión de estas clasificaciones a otros usos debería ir acompañada de las correspondientes bases de datos históricos, ya que en origen todas ellas se fundamentan únicamente en observaciones efectuadas en cavidades subterráneas. Cuando no se dispone de estas bases experimentales no es prudente utilizar las clasificaciones geomecánicas en contextos diferentes de aquellos para los que fueron creadas.

Otro campo en el que han comenzado a ser utilizadas las clasificaciones geomecánicas, pero en el que hay todavía mucho trabajo por hacer, es el de la estimación de la resistencia y comportamiento mecánico de los macizos rocosos. La obtención de esta información a partir de ensayos realizados en el laboratorio sobre probetas de roca o sobre discontinuidades de reducidas dimensiones, es uno de los principales problemas que tiene planteados la Mecánica de Rocas. El método analítico no está todavía suficientemente desarrollado para efectuar esta estimación por lo que hace falta una ayuda de las clasificaciones, como han propuesto Hoeck y Brown (1988). Estos autores han creado una nueva clasificación denominada GSI (Geological Strength Index), basada en sus comienzos en el RMR pero actualmente completamente independizada, con el objetivo indicado.

5.4. Clasificaciones más importantes

Las tres clasificaciones más utilizadas actualmente son la de Bieniawski (RMR), la de Barton, Lien y Lunde (Q) y la de Hoek-Brown (GSI). Las dos primeras utilizan un parámetro, RQD (Rock Quality Designation), que constituye la base de la clasificación de Deere. A continuación se describen estas cuatro clasificaciones.

5.4.1. Clasificación de Deere (1967)

Para ir dando respuesta a las dificultades planteadas por las clasificaciones primitivas utilizadas para estimar entibaciones de túneles, fueron surgiendo otras clasificaciones, como la de Deere, que en 1967 propuso un sistema de diseño de sostenimientos basado en el RQD. Este parámetro se obtiene a partir del porcentaje de trozos de testigo mayores de 10 cm recuperado en un sondeo, tal y como muestra la Figura 5.1 y permite estimar el grado de fracturación del macizo rocoso.

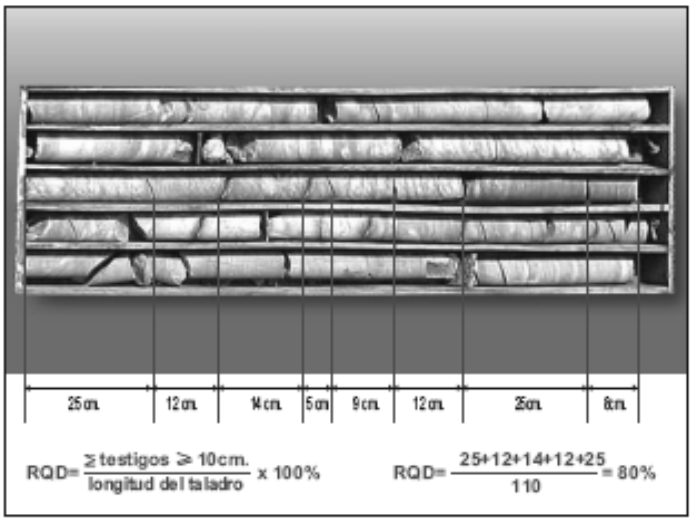


Figura 5.1. Estimación del R.Q.D. a partir de testigos de sondeo. Fotografía y montaje: David Córdova.

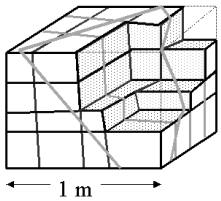
El RQD hay que tomarlo con las debidas precauciones, ya que su valor depende no sólo de la fracturación del macizo rocoso sino también de otros factores, como la técnica del sondeo, su dirección, diámetro, etc.

A veces hay que estimar el RQD a partir de datos en afloramientos, al no disponer de sondeos. En estos casos, se puede utilizar la siguiente relación (Palmstrom, 2005), aunque su precisión no es superior a la que puede proporcionar una mera estimación visual (Bieniawski, 2003a):

$$RQD = 110 - 2,5 \cdot J_v \tag{5.1}$$

donde J_v es el índice volumétrico de juntas o número de juntas por metro cúbico (Figura 5.2.).

Índice volumétrico de juntas (Jv): Es el número de juntas que intersecta 1 m^3 de macizo rocoso.



$J_v = 3 + 3 + 3 + 1 = 10$

Los términos descriptivos de la tabla dan una idea del tamaño del bloque en función de Jv.

Tamaño de bloque	Valor de J_v
Bloque muy grandes	< 1.0
Bloques grandes	1-3
Bloques medios	3-10
Bloques pequeños	10 – 30
Bloques muy pequeños	> 30

Figura 5.2. Estimación del Jv y clasificación del tamaño de bloque en función de espaciados de juntas y número de familias observadas en campo.

Según su RQD, Deere clasificó los macizos rocosos en 6 grupos y propuso distintos sostenimientos en función de la calidad del macizo y del método de excavación utilizado.

5.4.2. Clasificación de Bieniawski (1973, 1976, 1989)

Esta clasificación se desarrolló inicialmente a partir de la experiencia en obras realizadas en África del Sur. Su aplicación no tiene apenas limitaciones, excepto en rocas expansivas y fluyentes donde no es aconsejable su uso.

5.4.2.1. Obtención del índice RMR

Para determinar la calidad del macizo rocoso, se divide éste en dominios estructurales, es decir, en zonas delimitadas por discontinuidades geológicas, dentro de las cuales la estructura es prácticamente homogénea. La estructura del macizo comprende el conjunto de fallas, diaclasas, pliegues y demás características geológicas propias de una determinada región. El índice que define la clasificación es el denominado RMR (Rock Mass Rating), que evalúa la calidad del macizo rocoso a partir de los parámetros siguientes:

– Resistencia a compresión simple del material rocoso. En la Tabla 5.1. se presenta una estimación de las resistencias medias de ciertas rocas según Bieniawski, 1973.

Tabla 5.1. estimación de las resistencias medias de ciertas rocas según Bieniawski, 1973

Tipo de roca	Resistencia a compresión simple (MPa)		
	Mínima	Máxima	Media
Creta	1	2	1,5
Sal	15	29	22
Carbón	13	41	31
Limolita	25	38	32
Esquisto	31	70	43
Pizarra	33	150	70
Lutita	36	172	95
Arenisca	40	179	95
Marga	52	152	99
Mármol	60	140	112
Caliza	69	180	121
Dolomía	83	165	127
Andesita	127	138	128
Granito	153	233	188
Gneis	159	256	195
Basalto	168	359	252
Cuarcita	200	304	252
Dolerita	227	319	280
Gabro	290	326	298
Taconita	425	475	450
Sílice	587	683	635

– RQD. Este parámetro, que se considera de interés para seleccionar el revestimiento de los túneles, se ha definido anteriormente al tratar sobre la clasificación de Deere (1967).

– Espaciado de las juntas. El término junta se refiere a las discontinuidades estructurales: fallas, diaclasas, planos de estratificación, etc., y su espaciado es la distancia media entre los planos de discontinuidad de cada familia, es decir, de cada conjunto con las mismas características geomecánicas. Entre este parámetro y el anterior existe una relación clara, por lo que a no ser por razones históricas, o sea por la abundante información relacionada con el RQD que existía antes de la aparición de las clasificaciones geomecánicas RMR y Q, quizás éstas no habrían incluido el RQD.

La resistencia del macizo rocoso se va reduciendo al aumentar el número de juntas, o sea, cuando disminuyen los espaciados de cada familia. En la Figura 5.3 se muestra gráficamente la variación de resistencia del macizo, en función del espaciado de las juntas y de la resistencia a compresión simple del material rocoso. Existen muchas clasificaciones del espaciado de las juntas. La utilizada por Bieniawski es la propuesta por Deere en su clasificación de 1967 que se presenta en la Tabla 5.2.

Tabla 5.2.Clasificación de Deere (1967) del espaciado de las juntas

Descripción	Espaciado de las juntas	Tipo de macizo rocoso
Muy ancho	>3 m	Sólido
Ancho	1-3 m	Masivo
Moderadamente cerrado	0,3-1 m	En bloques
Cerrado	50-300 mm	Fracturado
Muy cerrado	<50 mm	Machacado

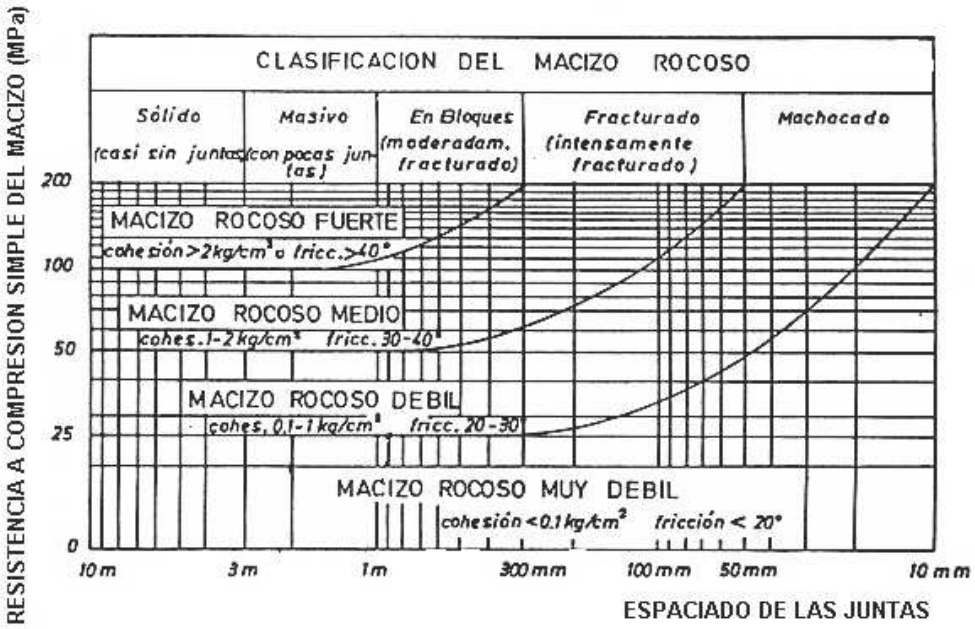


Figura 5.3. Variación de la resistencia del macizo rocoso en función del espaciado de las juntas y de la resistencia a compresión simple de la roca (Bieniawski, 1976).

– Naturaleza de las juntas. Para describir el estado de las juntas se utilizan los siguientes parámetros:

  - Apertura entre los labios de la discontinuidad.
  - Continuidad (dimensiones) de la junta según rumbo y buzamiento.
  - Rugosidad de los labios.
  - Resistencia de la roca en los labios de la discontinuidad.
  - Relleno de la junta.

– Presencia de agua. En un macizo rocoso diaclasado, el agua tiene mucha influencia en su comportamiento, debiendo estimarse el flujo de agua en litros/min. cada 10 m de túnel. La descripción utilizada es la siguiente: completamente seco, húmedo, agua a presión moderada y agua a presión fuerte.

– Orientación de las discontinuidades. La orientación de las discontinuidades respecto al eje de la estructura subterránea es un factor de suma importancia para determinar el sostenimiento necesario. La correcta orientación de la cavidad puede hacer descender claramente las necesidades de entibación

La clasificación dada por Bieniawski referente a orientaciones relativas entre las discontinuidades y el eje de la cavidad, se presenta en la Tabla 5.3.

Tabla 5.3. Orientaciones relativas entre las juntas y el eje de la cavidad.

RUMBO PERPENDICULAR AL EJE DEL TÚNEL				RUMBO PARALELO AL EJE DEL TÚNEL		BUZAMIENTO 0º-20º (Independiente del rumbo)
DIRECCIÓN SEGÚN BUZAMIENTO		DIRECCIÓN CONTRA BUZAMIENTO				
Buzamiento 45º-90º	Buzamiento 20º-45º	Buzamiento 45º-90º	Buzamiento 20º-45º	Buzamiento 45º-90º	Buzamiento 20º-45º	
Muy favorable	Favorable	Regular	Desfavorable	Muy desfavorable	Regular	Desfavorable

Después de haber definido los 6 parámetros de la clasificación de Bieniawski, se determina la categoría del macizo rocoso. Se parte de un denominado “valor primario” de calidad que es igual a la suma de los cinco primeros parámetros, cuyos valores se definen en la Tabla 5.4-a. La versión presentada en esta tabla es la de 1989, actualmente en uso.

Para diseñar el sostenimiento de un túnel, este valor primario se modifica en función del último parámetro descrito, es decir, orientación de las discontinuidades (Tabla 5.4-b). Así se obtiene el RMR del macizo rocoso. Dependiendo del valor total del RMR, se clasifican los macizos rocosos en cinco categorías (ver Tabla 5.4-c).

En la Tabla 5.4-d se muestran, para túneles, los tiempos durante los cuales se mantienen estables las longitudes sin revestir indicadas. También se presentan las cohesiones y fricciones estimadas de los macizos rocosos en cada una de las cinco clases.

Tabla 5.4. a. Parámetros de clasificación y sus valores

PARAMETROS			ESCALA DE VALORES						
1	Resistencia de la roca intacta	Bajo carga puntual	>10 MPa	4-10 MPa	2-4 MPa	1-2 MPa	Para estos valores es preferible la resistencia a compresión simple		
		A compresión simple	>250 MPa	100-250 MPa	50-100 MPa	25-50 MPa	5-25 MPa	1-5 MPa	<1 MPa
	VALOR		15	12	7	4	2	1	0
2	R.Q.D.		90%-100%	75%-90%	50%-75%	25%-50%	<25%		
	VALOR		20	17	13	8	3		
3	ESPACIADO DE LAS JUNTAS		>2 m	0,6-2 m	200-600 mm	60-200 mm	<60 mm		
	VALOR		20	15	10	8	5		
4	CONDICION DE LAS JUNTAS		Muy rugosas, sin continuidad, cerradas, roca labios sana.	Ligeramente rugosa separación <1 mm, roca labios ligeramente meteorizada.	Ligeramente rugosa separación <1 mm, roca labios muy meteorizada.	Espejo o falla o relleno de espesor <5 mm, o juntas abiertas 1-5 mm, juntas continuas.	Relleno blando de espesor >5 mm, o juntas abiertas >5 mm, juntas continuas.		
	VALOR		30	25	20	10	0		
5	AGUA	FLUJO EN CADA 10 m DE TUNEL, o bien	Ninguno	<10 l/min	10-25 l/min	25-125 l/min	>125 l/min		
		Relación presión del agua en la junta/tensión principal máxima.	0	<0,1	0,1-0,2	0,2-0,5	>0,5		
		CONDICIONES GENERALES	Completamente seco	Manchas de humedad	Muy húmedo.	Goteo.	Flujo de agua.		
		VALOR	15	10	7	4	0		

Tabla 5.4. (Continuación)

b. Ajuste de valores por las orientaciones de las juntas

ORIENTACION DEL RUMBO Y BUZAMIENTO DE LAS DISCONTINUIDADES		MUY FAVORABLE	FAVORABLE	REGULAR	DESFA-VORABLE	MUY DESFAVO-RABLE
VALORES	TUNELES Y MINAS	0	-2	-5	-10	-12
	CIMENTACIONES	0	-2	-7	-15	-25
	TALUDES	0	-5	-25	-50	-60

c. Determinación de la clase del macizo rocoso

VALOR TOTAL DEL R.M.R	81-100	61-80	41-60	21-40	<20
CLASE NUMERO	I	II	III	IV	V
DESCRIPCION	MUY BUENO	BUENO	MEDIO	MALO	MUY MALO

d. Significado de las clases de macizos rocosos

CLASE NUMERO	I	II	III	IV	V
TIEMPO DE MANTENIMIENTO	20 años para 15 m	1 año para 10 m	1 semana para 5 m	10 horas para 2,5 m	30 minutos para 1 m
COHESION (KPa)	>400	300-400	200-300	100-200	<100
ANGULO DE FRICCION (Grados)	>45º KPa	35º-45º	25º-35º	15º-25º	<15º

En las fotografías de las Figuras 5.4 a 5.13, se muestran a manera de ejemplo macizos rocosos de crecientes calidades geotécnicas atendiendo a la clasificación de Bieniawski presentada.

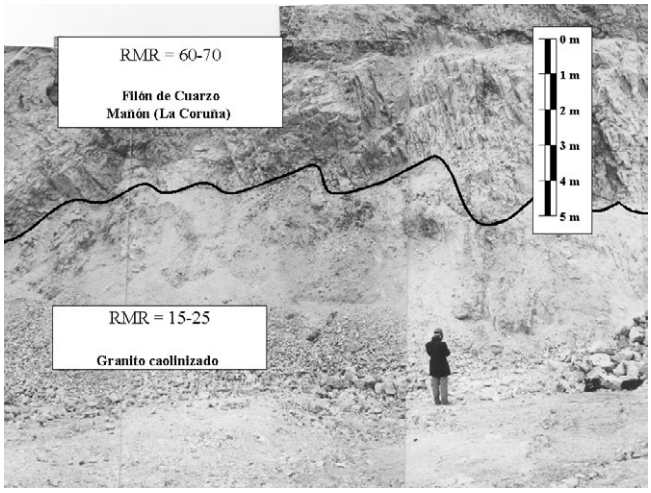


Figura 5.4. Macizo rocoso de muy mala calidad geotécnica bajo macizo rocoso de buena calidad. Fotografía: autores.

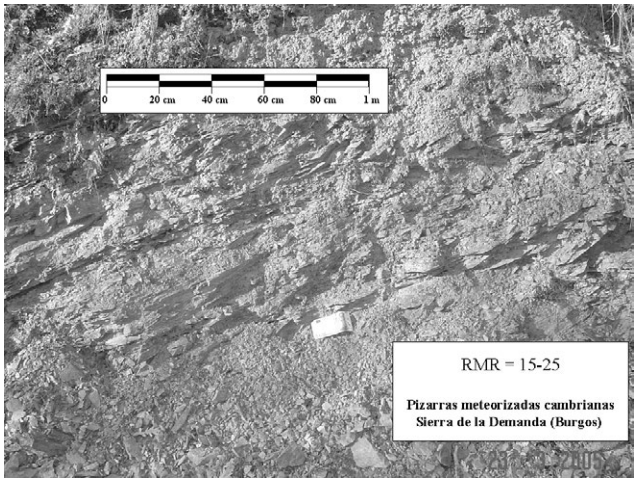


Figura 5.5. Macizo rocoso de muy mala calidad. Fotografía: autores.

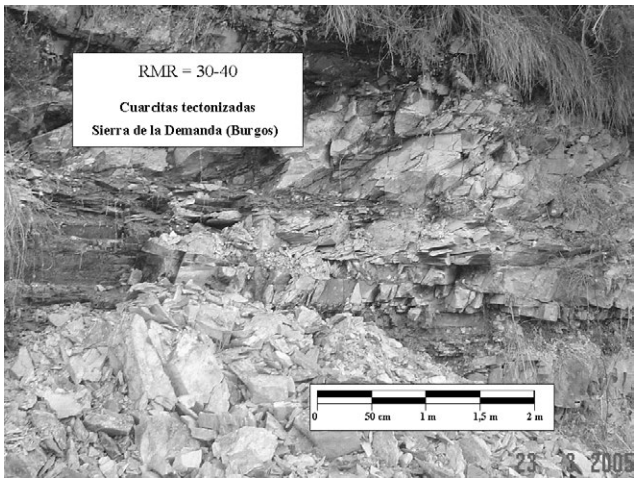


Figura 5.6. Macizo rocoso de mala calidad. Fotografía: autores.

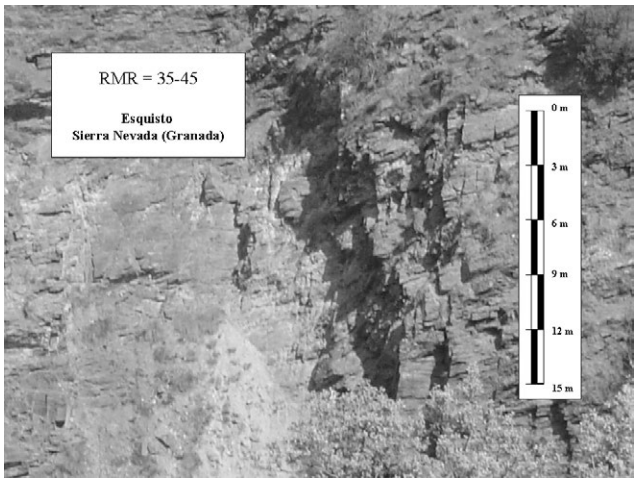


Figura 5.7. Macizo rocoso calidad geotécnica de mala a media. Fotografía: autores.

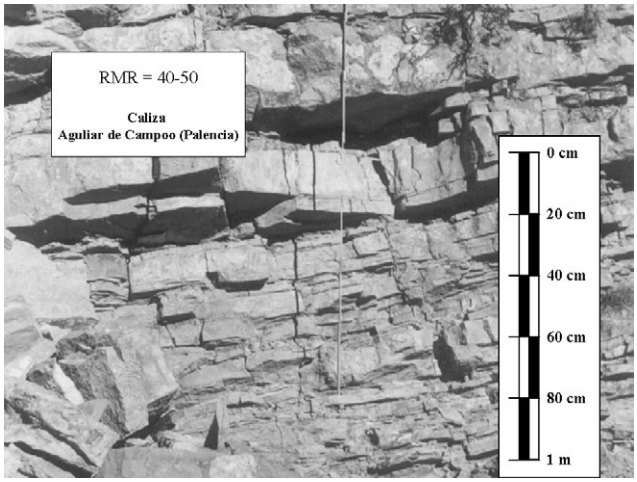


Figura 5.8. Macizo rocoso de calidad geotecnia media-baja. Fotografía: autores.

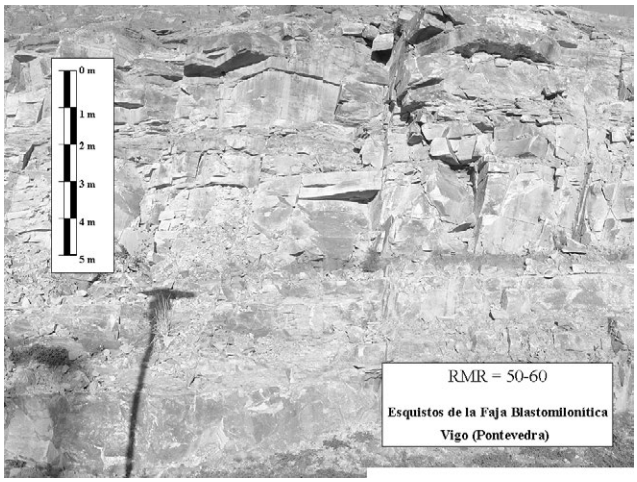


Figura 5.9. Macizo rocoso de calidad geotecnia media. Fotografía: autores.

Figura 5.10. Macizo rocoso de calidad geotecnia media-buena. Fotografía: autores.

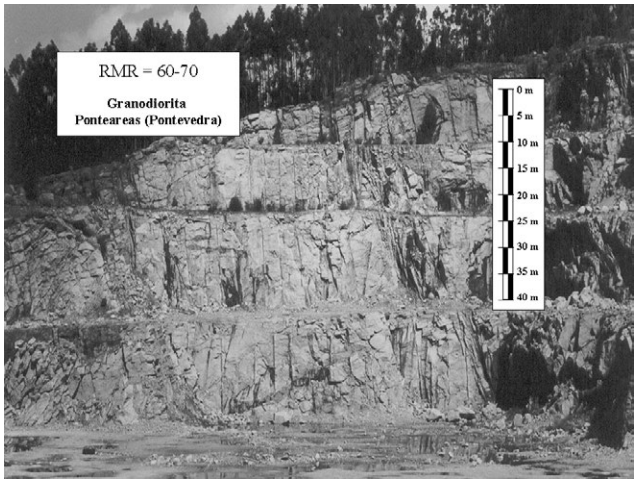


Figura 5.11. Macizo rocoso de calidad buena. Fotografía: autores.

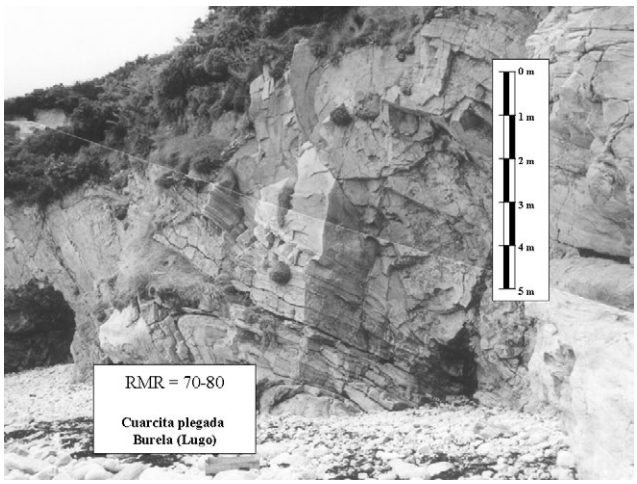


Figura 5.12. Macizo rocoso de calidad buena a muy buena. Fotografía: autores.

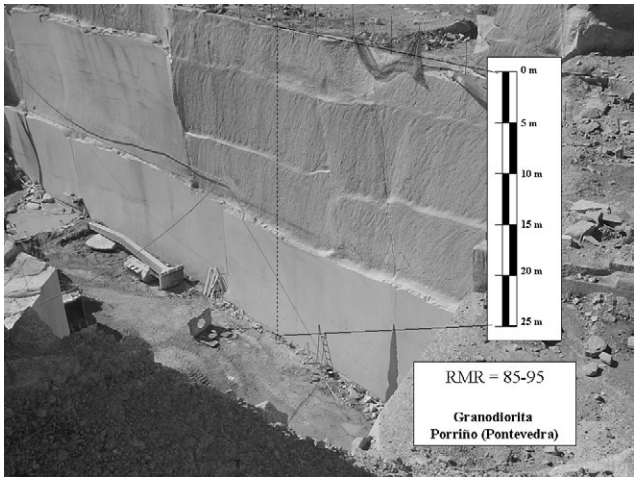


Figura 5.13. Macizo rocoso de calidad muy buena, casi sin discontinuidades. Fotografía: autores.

5.4.3. Clasificación de Barton et al. (1974)

5.4.3.1. Definición del índice de calidad Q

En esta clasificación se catalogan los macizos rocosos según el denominado índice de calidad Q, basado en los 6 parámetros siguientes:

- RQD "Rock Quality Designation".
- J_n Número de familias juntas.
- J_r Rugosidad de las juntas.
- J_a Meteorización de las juntas.
- J_w Coeficiente reductor que tiene en cuenta la presencia de agua.
- SRF "Stress Reduction Factor", factor dependiente principalmente de las tensiones existentes en el macizo rocoso.

El valor de los parámetros J_r y J_a depende también de la presencia de relleno y del tamaño de las juntas.

Mediante los parámetros indicados, se define la calidad del macizo rocoso de la siguiente manera:

$$Q = \frac{RQD}{J_n} \cdot \frac{J_r}{J_a} \cdot \frac{J_W}{SRF} \tag{5.2}$$

El primer cociente, RQD/J_n, representa el tamaño de los bloques.

J_r/J_a permite estimar la resistencia al corte entre bloques.

J_w/SRF indica el estado tensiones en el macizo rocoso.

En las Tablas 5.5 a 5.9 se presentan los valores de todos los parámetros que se han venido describiendo anteriormente.

Tabla 5.5. Número de familias de Juntas. J_n

DESCRIPCIÓN	J_n
- Roca masiva	0,5-1
- Una familia de diaclasas	2
- Una familia y algunas juntas ocasionales	3
- Dos familias	4
- Dos familias y algunas juntas	6
- Tres familias	9
- Tres familias y algunas juntas	12
- Cuatro o más familias, roca muy fracturada, "terrones de azúcar", etc.	15
- Roca triturada terrosa	20
En boquillas, se utiliza 2 J_n y en intersecciones de túneles 3 J_n	

Tabla 5.7. Meteorización de las juntas. J_a

DESCRIPCIÓN	J_a	φ^{o}_{r}
* Contacto entre las dos caras de la junta.		
- Junta sellada dura, sin reblandecimiento, impermeable, p.ej. cuarzo, paredes sanas.	0,75	
- Caras de la junta únicamente manchadas.	1	25-30
- Las caras de la junta están alteradas ligeramente y contienen minerales no reblandecibles, partículas de arena, roca desintegrada libre de arcilla, etc.	2	25-30
- Recubrimiento de limo o arena arcillosa, pequeña fracción arcillosa no reblandecible.	3	20-25
- Recubrimiento de minerales arcillosos blandos o de baja fricción, p.ej. caolinita, mica, clorita, talco, yeso, grafito, etc. y pequeñas cantidades de arcillas expansivas. Los recubrimientos son discontinuos con espesores máximos de 1 ó 2 mm.	4	8-16
*Contacto entre las dos caras de la junta con menos de 10 cm de desplazamiento.	J_a	φ^{o}_{r}
- Partículas de arena, roca desintegrada libre de arcilla.	4	25-30
- Rellenos de minerales arcillosos no reblandecidos, fuertemente sobreconsolidados. Los recubrimientos son continuos de menos de 5 mm de espesor.	6	16-24
- Sobreconsolidación media o baja, reblandecimiento; rellenos de minerales arcillosos. Los recubrimientos son continuos de menos de 5 mm de espesor.	8	12-16
- Rellenos de arcillas expansivas, p.ej. montmorillonita, de espesor continuo de 5 mm. El valor J_a depende del porcentaje de partículas del tamaño de la arcilla expansiva.	8-12	6-12
* No existe contacto entre las dos caras de la junta cuando ésta ha sufrido un desplazamiento cortante.	J_a	φ^{o}_{r}
- Zonas o bandas de roca desintegrada o roca machacada y arcilla.	6-8 u 8-12	6-24 "
- Zonas blandas de arcilla limosa o arenosa con pequeña fracción de arcilla, sin reblandecimiento.	5	6-24
- Milonitos arcillosos gruesos	10-13 ó 13-20	6-24 "

Tabla 5.6.Rugosidad de las juntas. J_r

DESCRIPCIÓN	J_r
* Contacto entre las dos caras de la junta mediante un desplazamiento cortante de menos de 10 cm	
- Juntas discontinuas	4
- Junta rugosa o irregular ondulada	3
- Suave ondulada	2
- Espejo de falla, ondulada	1,5
- Rugosa o irregular, plana	1,5
- Suave plana	1
- Espejo de falla, plana	0,5
* No existe contacto entre las dos caras de la junta cuando ambas se desplazan lateralmente	J_r
- Zona conteniendo minerales arcillosos, suficientemente gruesa para impedir el contacto entre las caras de la junta	1
- Arenas, gravas o zona fallada suficientemente gruesa para impedir el contacto entre las dos caras de la junta	1
NOTA: Si el espaciado de la familia de juntas es mayor de 3 m hay que aumentar el J_r en una unidad. Para juntas planas con espejo de falla provisto de lineaciones, si éstas están orientadas en la dirección de mínima resistencia, se puede usar J_r=0,5	

Tabla 5.8. Agua en las juntas. J_w

DESCRIPCIÓN	J_w	Presión agua kg/cm^2
- Excavaciones secas o de fluencia poco importante, p.ej. menos de 5 l/min localmente.	1	<1
- Fluencia o presión medias, ocasional lavado de los rellenos de las juntas.	0,66	1-2,5
- Fluencia grande o presión alta; considerable lavado de los rellenos de las juntas.	0,33*	2,5-10
- Fluencia o presión de agua excepcionalmente altas al dar las pegas, decayendo con el tiempo.	0,1-0,2*	>10
- Fluencia o presión de agua excepcionalmente altas y continuas, sin disminución.	0,05-0,1*	>10
Los valores presentados con el signo * son sólo valores estimativos. Si se instalan elementos de drenaje, hay que aumentar J_w. Los problemas causados por la formación de hielo no se consideran.		

Tabla 5.9. Tensiones en la excavación. S.R.F.

DESCRIPCIÓN			
1. Zonas débiles que intersectan la excavación y pueden causar caídas de bloques, según avanza la misma.			SRF
A Varias zonas débiles conteniendo arcilla o roca desintegrada químicamente, roca muy suelta alrededor (cualquier profundidad).			10
B Sólo una zona débil conteniendo arcilla o roca desintegrada químicamente (profundidad de excavación menor de 50 m).			5
C Sólo una zona débil conteniendo arcilla o roca desintegrada químicamente (profundidad de excavación mayor de 50 m).			2,5
D Varias zonas de fractura en roca competente (libre de arcilla), roca suelta alrededor (cualquier profundidad).			7,5
E Sólo una zona fracturada en roca competente (libre de arcilla), (profundidad de excavación menor de 50 m).			5
F Sólo una zona fracturada en roca competente (libre de arcilla), (profundidad mayor de 50 m).			2,5
G Juntas abiertas sueltas, muy fracturadas, etc. (cualquier profundidad).			5
2. Rocas competentes, problemas de tensiones en las rocas.	σ_c/σ_1	σ_t/σ_1	SRF
H Tensiones pequeñas cerca de la superficie.	>200	>13	2,5
J Tensiones medias.	200-10	13-0,66	1,0
K Tensiones altas, estructura muy compacta (normalmente favorable para la estabilidad, puede ser desfavorable para la estabilidad de los hastiales).	10-5	0,66-0,33	0,5-2,0
L Explosión de roca suave (roca masiva).	5-2,5	0,33-0,16	5-10
M Explosión de roca fuerte (roca masiva).	<2,5	<0,16	10-20
σ_c y σ_t son las resistencias a compresión y tracción, respectivamente, de la roca; σ_1 es la tensión principal máxima que actúa sobre la roca.			
3. Roca fluyente, flujo plástico de roca incompetente bajo la influencia de altas presiones litostáticas.			SRF
N Presión de flujo suave.			5-10
O Presión de flujo intensa.			10-20
4. Rocas expansivas, actividad expansiva química dependiendo de la presencia de agua.			SRF
P Presión de expansión suave.			5-10
R Presión de expansión intensa.			10-20
- Observaciones al SRF:			
i Reducir los valores del SRF en un 25-50% si las zonas de rotura sólo influyen pero no intersectan a la excavación.			
ii En los casos en que la profundidad de la clave del túnel sea inferior a la anchura del mismo, se sugiere aumentar el SRF de 2,5 a 5 (ver H).			
iii Para campos de tensiones muy anisótropos (si se miden) cuando $5 \leq \sigma_1/\sigma_3 \leq 10$, reducir σ_c y σ_t a 0,8 σ_c y 0,8 σ_t; cuando $\sigma_1/\sigma_3 > 10$, reducir σ_c y σ_t a 0,2 σ_c y 0,6 σ_t , donde σ_3 es la tensión principal mínima que actúa sobre la roca.			

Notas para el uso de las Tablas 5.5 a 5.9:

1. Cuando no se dispone de sondeos, el RQD se estima a partir de afloramientos, mediante el índice volumétrico de juntas Jv, tal como se indicó en la clasificación de Deere.
2. El parámetro J_n puede estar afectado por foliación, esquistosidad, laminaciones, etc. Sólo si estas juntas paralelas están suficientemente desarrolladas se contabilizan como una familia; si no, se contabilizan como juntas ocasionales.
3. Se tomarán los valores de los parámetros J_r y J_a de la familia de juntas o discontinuidades rellenas de arcilla más débiles de la zona, pero hay que elegir en primer lugar las juntas de orientación desfavorable, aunque no den el valor mínimo del cociente J_r/J_a.
4. En rocas muy anisótropas, la resistencia a compresión simple de la roca, σ_c, y a tracción, σ_t, se evalúan en la dirección más desfavorable para la estabilidad de la estructura subterránea.

Los rangos de variación de los parámetros son los siguientes:

RQD	.....	0 - 100
J_n	.....	0,5 - 20
J_r	.....	0,5 - 4
J_a	.....	0,75 - 20
J_w	.....	0,05 - 1
SRF	.....	0,5 - 20

En la Tabla 5.10 se recogen los valores de arc tg (J_r/J_a) que da una idea de la resistencia media al corte de las discontinuidades. Se puede observar en esta tabla que los ángulos de fricción aumentan con la rugosidad en las juntas inalteradas con contacto directo entre sus labios. Estas superficies tienen una fuerte dilatancia cuando sufren esfuerzos cortantes, lo cual es muy favorable para la estabilidad de la excavación. Las juntas más desfavorables son las que no presentan contacto entre sus labios, por la presencia de rellenos.

Considerando los intervalos de variación de los valores que definen los seis parámetros del índice de calidad Q del macizo rocoso, se deduce que éste oscila entre 10^{-3} y 10^{3}. Según los valores de Q, se clasifican los macizos rocosos en nueve categorías (Tabla 5.11).

Tabla 5.10. Resistencia aproximada al corte a partir de los parámetros J_r y J_a

(a) Contacto entre las dos caras de la Junta	J_r	arc tg (J_r/J_a)				
		J_a=0,75	1	2	3	4
A. Juntas discontinuas	4	79º	76º	63º	53º	45º
E. Rugosa, ondulada	3	76º	72º	56º	45º	37º
C. Suave, ondulada	2	69º	63º	45º	34º	27º
D. Espejo de falla ondulada	1,5	63º	56º	37º	27º	21º
E. Rugosa o irregular, plana	1,5	63º	56º	37º	27º	21º
F. Suave, plana	1	53º	45º	27º	18º	14º
G. Espejo de falla, plana	0,5	34º	27º	14º	9,5º	7,1º
(b) Contacto entre las dos caras de la junta con menos de 10 cm de desplazamiento lateral	J_r	arc tg (J_r/J_a)				
		J_a=4		6	8	12
A. Juntas discontinuas	4	45º		34º	27º	18º
B. Rugosa, ondulada	3	37º		27º	21º	14º
C. Suave, ondulada	2	27º		18º	14º	9,5º
D. Espejo de falla, ondulada	1,5	21º		14º	11º	7,1º
E. Rugosa o irregular, plana	1,5	21º		14º	11º	7,1º
F. Suave, plana	1	14º		9,5º	7,1º	4,7º
G. Espejo de falla, plana	0,5	7º		4,7º	3,6	2,4º
(c) No existe contacto entre las dos caras de la junta cuando ésta es cizallada	J_r	arc tg (J_r/J_a)				
. Zonas de roca machacada o desintegrada y arcilla	1	J_a=6			8	12
		9,5º			7,1º	4,7º
. Bandas de arcilla limosa o arenosa	1	J_a=5				
		11º				
. Bandas continuas y espesas de arcilla	1	J_a=10			13	20
		5,7º			4,4º	2,9º

Tabla 5.11. Clasificación de Barton et al. (1974) de los macizos rocosos. Tipos de macizos rocosos.

TIPO DE MACIZO	VALOR DE Q
Excepcionalmente malo	10^{-3} - 10^{-2}
Extremadamente malo	10^{-2} - 10^{-1}
Muy malo	10^{-1} - 1
Malo	1 - 4
Medio	4 - 10
Bueno	10 - 40
Muy bueno	40 - 100
Extremadamente bueno	100 - 400
Excepcionalmente bueno	400 - 1000

5.4.3.2. Utilidad y limitaciones de la clasificación de Barton et al. (1974)

El índice Q tiene un alto grado de fiabilidad, ya que está basado en un elevado número de casos que comprenden muy diversos tamaños de túneles, tipos de excavación, profundidades y calidades de macizos rocosos. Por la propia definición del índice Q, no se presenta el problema de falta de sensibilidad a los parámetros considerados individualmente, ya que éstos aparecen como multiplicadores o divisores. Por ello, y debido también al amplio rango de los parámetros en esta clasificación, los casos extremos quedan bien reflejados.

Todos los tipos de macizos rocosos están bien representados en esta clasificación, a excepción de aquellos que están sometidos a elevadas tensiones y presentan fenómenos de fluencia de roca. Esta limitación es común a todas las clasificaciones geomecánicas.

Los casos analizados para el desarrollo de esta clasificación comprenden hasta 50 tipos de roca diferentes.

La clasificación de Barton tiene en cuenta el estado tensional del macizo mediante el SRF, sin embargo, la evaluación de este parámetro es relativamente subjetiva y no tiene en cuenta la historia tectónica ni otros factores de tipo geomorfológico.

El RQD se incluyó tanto en esta clasificación como en la de Bieniawski con objeto de incorporar la experiencia obtenida en el gran número de casos (obras y minas) en los que este parámetro ha sido registrado, aunque el parámetro geotécnicamente más apropiado es el espaciado de las discontinuidades, al cual el RQD está ligado conforme se muestra en la Figura 5.14 (Bieniawski, 2003).

Esta figura proporciona el índice de ponderación del conjunto RQD+espaciado en la clasificación de Bieniawski y permite estimar uno de estos parámetros cuando se conoce el otro. Por consiguiente, se ha producido de hecho en ambas clasificaciones una duplicación del índice de fracturación, que estaba justificada en la época en que se crearon las clasificaciones del RMR y Q por que entonces apenas se

disponía de datos, pero hoy en día esta deficiencia ha sido superada, por lo que dichas clasificaciones deberían haber sido modificadas.

La orientación de las juntas no está contemplada en la definición del índice Q, lo cual limita su eficacia, ya que este factor es de especial relevancia en muchos casos.

A pesar de la fiabilidad del índice Q, avalada por el elevado número de casos y litologías tomadas como base para su definición, hay que ser muy precisos a la hora de su cuantificación. En concreto, el hecho de desestimar parámetros desfavorables, por ejemplo: expansividad de ciertas rocas, tensiones elevadas en el macizo rocoso, fluencia de la roca o grandes irrupciones de agua, puede originar errores en la calidad de 1,5 a 2 e incluso hasta 20 veces.

En situaciones especiales se puede producir un error en el valor de Q por el hecho de pasar por alto alguna singularidad como, por ejemplo, una zona de debilidad rellena de arcilla fuera de la sección del túnel pero próxima al hastial. En este caso podría haber una relación de 100 entre la Q estimada y la que realmente tiene el macizo, ya que los 6 parámetros que definen el índice Q se verían afectados desfavorablemente.

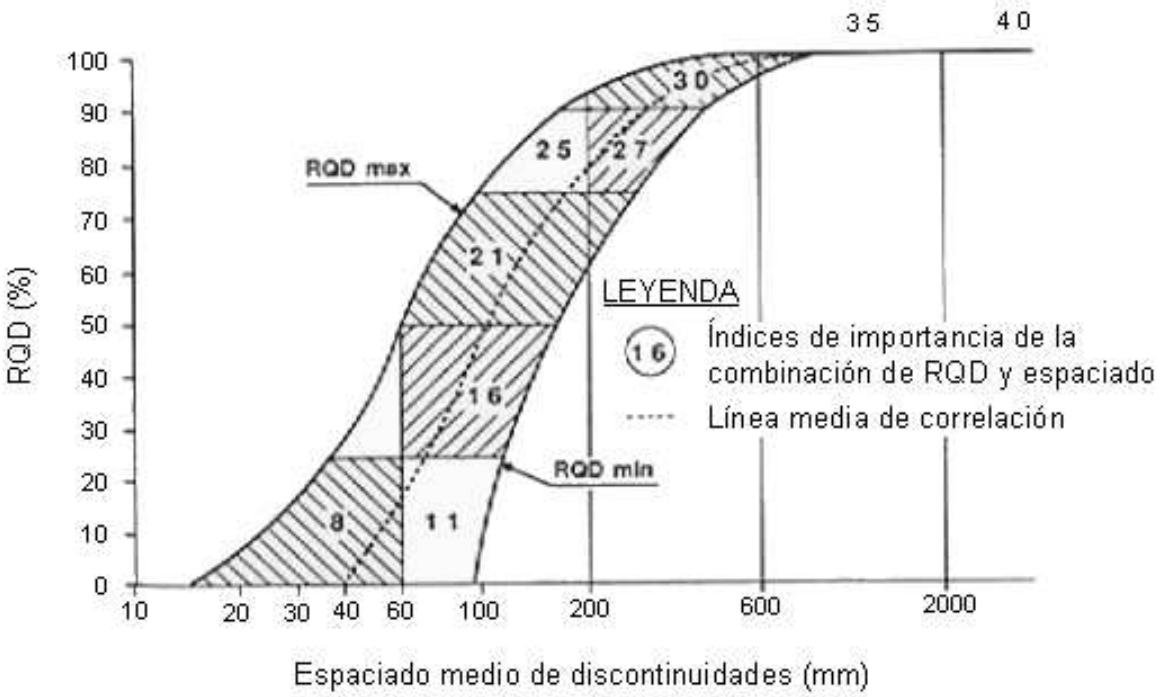


Figura 5.14. Correlación entre el RQD y el espaciado (Bieniawski, 1973).

En cualquier caso, en todas las clasificaciones geomecánicas se introduce un importante grado de subjetividad, por lo cual sus resultados deben tomarse siempre a título orientativo, debiendo contrastarse con procedimientos observacionales y analíticos.

5.4.4. Correlaciones entre RMR y Q

La relación entre los índices de calidad RMR y Q puede expresarse en forma general mediante la siguiente ecuación:

$$RMR = a \operatorname{Ln} Q + b \tag{5.3}$$

donde, a y b son constantes que dependen del tipo de roca y de su fracturación. Kaiser et al. (1986) señalan el siguiente rango de valores para estos parámetros:

$$\begin{aligned} a &= 5 \ a \ 13{,}5 \\ b &= 26 \ a \ 62 \end{aligned} \tag{5.4}$$

A continuación se presentan las correlaciones entre el RMR y Q obtenidas por algunos investigadores.

RMR = 9 Ln Q+44	Bieniawski (1976)	(5.5)
RMR = 13,5 Ln Q+43	Ruteledge (1978)	(5.6)
RMR = 12,5 Ln Q+55,2	Moreno (1980)	(5.7)
RMR = 10,53 Ln Q+41,83	Abad et al. (1983)	(5.8)

El valor dado por Bieniawski corresponde a la media del rango presentado en la Figura 5.15. En 2004 este mismo autor ha propuesto una nueva correlación que se puede expresar mediante la fórmula siguiente:

$$RMR = 15 \log Q + 50 \tag{5.9}$$

En la Tabla 5.12 se muestran los intervalos de valores del RMR y Q para categorías similares de macizos rocosos.

Tabla 5.12. intervalos de valores del RMR y Q para categorías similares de macizos rocosos.

CLASE	DESCRIPCION	RMR	Q
0	Excepcionalmente buena	----	100-1000
1	Muy buena	81-100	40-100
2	Buena	61-80	10-40
3	Media	41-60	4-10
4	Mala	21-40	1-4
5	Muy mala	0-20	0,1-1
6	Excepcionalmente mala	----	0,001-0,1

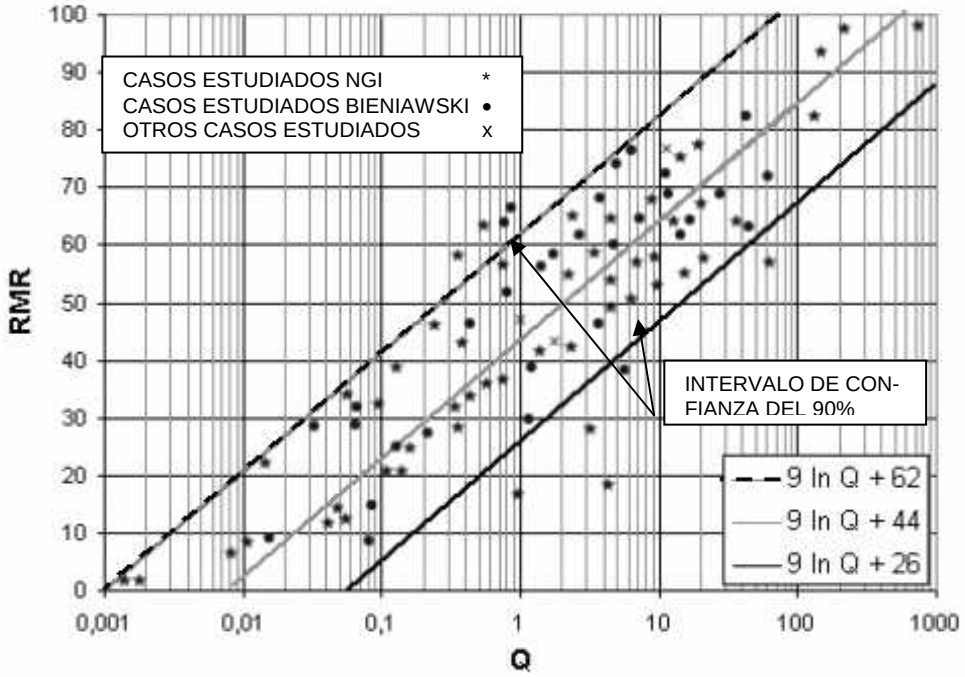


Figura 5.15. Relación entre RMR y Q. Bieniawski (1979).

5.4.5. La clasificación GSI (Geological Strength Index).

El GSI es un índice de calidad de macizos rocosos que ha sido desarrollado para poder estimar los parámetros m_b y s de la clasificación de Hoek-Brown (1980). Dichos autores pensaron que un criterio de rotura de macizos rocosos no podía considerarse sólido si no se relacionaba con una clasificación geomecánica. Aunque cuando se desarrolló este criterio de rotura existían ya las clasificaciones RMR (Bieniawski, 1973) y Q (Barton et al., 1973) Hoek y Brown consideraron que éstas habían sido creadas para estimar el sostenimiento de túneles y excavaciones subterráneas, por lo que incluyen parámetros que no son necesarios para estimar las propiedades de un macizo rocoso que deben ser incluidas en un criterio de rotura. En particular, en lo que respecta al RMR, son dos los parámetros que intervienen en esta clasificación que no se han considerado necesarios en el GSI: las condiciones del agua subterránea y la orientación de la estructura geológica. En el caso de la clasificación de Barton et al. (1974), los parámetros que no se consideraron no adecuados fueron: las características del agua subterránea y el estado tensional (SRF). Los mencionados parámetros no deben ser incluidos en un criterio de rotura porque los cálculos tensionales se realizan en tensiones efectivas, o sea, incorporan ya la presión del agua y, por supuesto, las tensiones existentes en el macizo rocoso.

La clasificación GSI se basa en una observación cuidadosa del macizo rocoso y, por consiguiente, es esencialmente cualitativa. Este índice incorpora la estructura del mismo y las características geomecánicas de las superficies de discontinuidad existentes en él y se obtiene a partir de un examen visual del macizo rocoso en afloramientos y sondeos. El GSI combina los dos aspectos fundamentales del comportamiento de los macizos rocosos, es decir: su fracturación, o sea, el tamaño y la forma de los bloques, y la resistencia al corte de las discontinuidades.

Tabla 5.13. Índice de resistencia geológica (GSI) para macizos rocosos fracturados (Hoek y Marinos, 2000).

NOTAS SOBRE LAS CONDICIONES DE LOS LABIOS DE LAS DISCONTINUIDADES

MUY BUENA : superficies muy rugosas y sanas
BUENA : superficies rugosas, ligeramente meteorizadas y teñidas de óxido
MEDIA : superficies lisas y moderadamente meteorizadas y alteradas
MALA : superficies con espejos de falla y altamente meteorizadas, con rellenos de fragmentos angulares o con recubrimientos compactos
MUY MALA : superficies con espejo de falla altamente meteorizadas con recubrimientos o rellenos de arcillas blandas

Esta nueva clasificación fue expuesta por primera vez por Hoek et al. en 1992 y desarrollada posteriormente por Hoek (1994), Hoek et al. (1995) y Hoek y Brown (1997), pero en esta primera época su campo de aplicación se restringía a macizos rocosos relativamente resistentes y no incluía los macizos

rocosos más débiles. Últimamente en varias publicaciones de Hoek y Marinos (Hoek et al. 1998; Marinos y Hoek 2000, 2001 y 2005) se ha ampliado la clasificación GSI para abarcar un tipo más de macizos rocosos: los laminados y cizallados. En la Tabla 5.13 se muestra un gráfico que permite estimar el GSI a partir de datos geológicos. En esta tabla, cuando se considera que la resistencia al corte de las discontinuidades puede sufrir un deterioro como consecuencia de los cambios de humedad, si existe agua en las discontinuidades, debe atribuirse a la calidad de las superficies de las discontinuidades un grado inmediatamente inferior al que aparentemente poseen.

Cuando se determina el valor del GSI a partir de las observaciones realizadas en un frente en el que el macizo rocoso se encuentra severamente dañado por voladoras, para compensar el efecto de éstas se debe subir el índice GSI una fila. Si el afloramiento donde se observa el macizo rocoso se halla meteorizado, la casilla de la Tabla 5.13 correspondiente al GSI obtenido a partir de las observaciones realizadas en él se debe desplazar una columna a la izquierda. Por ejemplo, si de las observaciones efectuadas en un frente en donde el macizo rocoso está dañado por voladuras y meteorizado se obtiene una clasificación “formado por muchos bloques-mala”, realmente el macizo rocoso será del tipo “formado por bloques-media”.

Para resolver con mayor rigor el caso anteriormente expuesto es conveniente disponer de testigos de sondeos que muestren cómo es la meteorización del macizo rocoso al nivel de la obra y cuál es su estado cuando no está afectado por las voladuras; esto último se puede ver también si se observa un frente en el que las voladuras se han efectuado mediante técnicas de precorte o recorte.

La clasificación GSI se basa en un comportamiento isótropo del macizo rocoso, es decir, independiente de la dirección de aplicación de las cargas. Por consiguiente, no es utilizable en aquellos macizos rocosos en los que, como en las pizarras, existe una dirección estructural dominante que controla, por su debilidad, la rotura del macizo rocoso; el macizo rocoso situado en la fila inferior de la Tabla 5.13, o sea, la sexta, no puede tener un comportamiento anisótropo ya que la diferencia de resistencias entre la roca y las discontinuidades es pequeña.

Tampoco es apropiado utilizar el GSI en macizos rocosos muy poco fracturados, constituidos por rocas de alta resistencia, en los que el espaciado de las discontinuidades es del mismo orden que la altura del talud. En este caso es muy probable que la estabilidad del talud dependa únicamente de la resistencia de las discontinuidades.

En la etapa inicial del GSI, los creadores de esta clasificación propusieron (Hoek y Brown, 1997) estimar el GSI a partir del RMR y Q, realizando algunas correciones en estos índices. Actualmente se considera que esta forma de proceder puede resultar correcta solamente en los macizos rocosos de mejor calidad pero que puede carecer de sentido en los de calidad baja. No se recomienda (Marinos et al., 2005) utilizar la correlación que se presenta a continuación en macizos rocosos débiles y heterogéneos, con GSI <35. En los macizos rocosos de mejor calidad el GSI se puede estimar directamente a partir de la versión de 1976 del RMR, pero valorando con un 10 (macizo rocoso seco) el parámetro correspondiente al agua y con un cero el que recoge el efecto de la orientación de las discontinuidades (orientación muy favorable). Si se utiliza la versión de 1989 del RMR de Bieniawski, GSI=RMR'_{89}-5, habiendo asignado un valor de 15 al parámetro que representan la influencia del agua y de cero, como cuando se utiliza el RMR'_{76}, al de orientación de las juntas.

5.5. Aplicación de la clasificación de Bieniawski (RMR) al diseño de taludes. Índice SMR

5.5.1. Definición del índice SMR (Romana, 1985, 1988 y 1992).

Esta clasificación es un método rápido y sencillo para estudiar la estabilidad de un talud en un macizo rocoso en la etapa inicial de un proyecto. El índice SMR está basado en el RMR de Bieniawski (1973, 1976 y 1989).

Bieniawski en su clasificación define un RMR primario como la suma de 5 parámetros. A continuación este índice primario se ajusta según sea la orientación de las discontinuidades.

Para aplicar el RMR a la estabilidad de taludes, Bieniawski propone sustituir el factor de ajuste por orientación de las discontinuidades dado en su tabla original para túneles por otro que varía de 0 a 60, según se muestra en la Tabla 5.14, pero no define el significado de cada tipo de orientación.

Tabla 5.14. SMR. Valoración de la orientación de las discontinuidades.

ORIENTACION DE LAS DISCONTINUIDADES	VALOR DEL PARAMETRO DE AJUSTE
Muy favorable	0
Favorable	-5
Normal	-25
Desfavorable	-50
Muy desfavorable	-60

El hecho de utilizar factores de ajuste que llegan a alcanzar el 60% ha hecho caer en desuso la aplicación del RMR a taludes en roca.

El índice SMR se obtiene restando del RMR primario un factor de ajuste F que depende de la orientación de las discontinuidades y sumando un factor de excavación F_4 que es función del método de excavación utilizado. A su vez, el factor F es el producto de tres subfactores que consideran: la orientación relativa del rumbo del plano del talud con respecto al de las discontinuidades, F_1, la diferencia entre el buzamiento de las discontinuidades y del talud, F_3, y el propio buzamiento de las discontinuidades, F_2.

$$SMR = RMR + (F_1 \cdot F_2 \cdot F_3) + F_4 \qquad (5.10)$$

5.5.2. Factores de ajuste del RMR

Los factores de ajuste se evalúan tal como se indica a continuación:

- F_1 depende del paralelismo entre el rumbo de las discontinuidades y el de la cara del talud. Se le

asigna un valor de 1 cuando los dos rumbos son paralelos y 0,15 cuando éstos difieren en más de 30º. Empíricamente, Romana (1985) ha obtenido la siguiente relación:

$$F_1 = [1 - sen(\alpha_j - \alpha_s)]^2 \qquad (5.11)$$

donde,

α_j es la dirección de buzamiento de las discontinuidades.

α_s es la dirección de buzamiento del talud.

- F_2 depende del buzamiento de la discontinuidad si la rotura plana es el mecanismo más probable de fallo del talud. Cuando la discontinuidad tiene un buzamiento de 45º o superior, al factor F_2 se le asigna un valor de 1 y de 0,15 cuando dicho buzamiento es inferior a 20º.

  Romana (1985) propone la siguiente expresión para el cálculo de F_2:

$$F_2 = tg^2 \cdot \beta_j \qquad (5.12)$$

  donde,

  β_j es el buzamiento de la discontinuidad.

  Si la rotura por vuelco es el mecanismo más probable, se adopta el valor de 1 para el factor F_2.

- F_3 evalúa la relación entre el buzamiento de la junta y el del talud. Para este factor se utilizan los valores propuestos por Bieniawski para la orientación de las discontinuidades que se presentan en la Tabla 5.14.

  En caso de rotura plana, F_3 indica la probabilidad de que las juntas afloren en la cara del talud. Se considera una situación normal cuando el buzamiento medio de la familia de discontinuidades es igual al del talud, con lo cual sólo unas pocas juntas estarán descalzadas. Si el buzamiento del plano del talud es 10º mayor que el de las discontinuidades, las condiciones serán muy desfavorables ya que casi todas estarán descalzadas.

  En caso de vuelco, como el proceso de rotura del talud es progresivo, no se consideran en ningún caso condiciones desfavorables. En esta situación se utiliza la solución de Goodman y Bray (1976) que se expondrá más adelante, en el capítulo dedicado a la rotura de taludes por vuelco, para evaluar la probabilidad de que se produzca este tipo de rotura.

- F_4 es el factor de ajuste según el método de excavación, habiéndose establecido empíricamente los siguientes valores:

  a. Taludes naturales, $F_4 = +15$, son los más estables, a causa de los procesos de erosión sufridos por el talud y de los mecanismos de protección que muchos de ellos poseen (vegetación, desecación superficial, drenaje torrencial, etc.).

  b. Excavados mediante precorte, $F_4 = +10$.

c. Excavados con técnicas de voladura suave (recorte) bien ejecutadas, $F_4 = + 8$.

d. Ejecutados por medio de voladuras bien realizadas, $F_4 = 0$.

e. Excavados mediante voladuras defectuosas que pueden dañar la estabilidad, $F_4 = - 8$.

f. Excavación mecánica de los taludes por "ripado", $F_4 = 0$. Sólo es posible cuando el macizo rocoso está muy fracturado o la roca es blanda. Con frecuencia se combina con prevoladuras poco cuidadas. Las caras del talud presentan dificultades de acabado. Por ello se considera que el método no mejora ni empeora la estabilidad.

En la Tabla 5.15 se presentan los valores de los factores F_1, F_2 y F_3 y en la Tabla 5.16 los del factor F_4.

Tabla 5.15. Factor de ajuste de las juntas (Romana, 1985)

Caso		Muy favorable	Favorable	Normal	Desfavorable	Muy desfavorable
P T	$\lvert\alpha_j-\alpha_s\rvert$ $\lvert\alpha_j-\alpha_s-180^o\rvert$	>30º	30º-20º	20º-10º	10º-5º	<5º
P/T	F_1	0,15	0,40	0,70	0,85	1,00
P	$\lvert\beta_j\rvert$	<20º	20º-30º	30º-35º	35º-45º	>45º
	F_2	0,15	0,40	0,70	0,85	1,00
T	F_2	1	1	1	1	1
P T	$\beta_j-\beta_s$ $\beta_j+\beta_s$	>10º <110º	10º-0 110º-120º	0º >120º	0-(-10º)	<-10º -
P/T	F_3	0	-5	-25	-50	-60

P = Rotura plana
T = Rotura por vuelco
α_s = Dirección de buzamiento del talud
α_j = Dirección de buzamiento de las juntas
β_s = Buzamiento del talud
β_j = Buzamiento de las juntas

Tabla 5.16. Factor de ajuste según el método de excavación. (Romana, 1985)

METODO	TALUD NATURAL	PRECORTE	VOLADURA SUAVE	VOLADURA O MECANICO	VOLADURA DEFICIENTE
F_4	+15	+10	+8	0	-8

Como se indicó anteriormente, este método se creó para proporcionar una primera estimación de la estabilidad de un talud en la fase inicial del estudio.

REFERENCIAS

Abad, J., Celada, B., Chacón, E., Gutiérrez, V. e Hidalgo, E. (1983). Application of geomechanical classification to predict the convergence of coal mines galleries and to design their supports. Proc. 5th int. Congress on Rock Mechanics. ISRM. Melbourne.

Barton, N., Lien, R., y Lunde, J. (1974). Engineering classification of rock masses for the design of tunnel support. Rock Mechanics. Springer Verlag. Vol. 6. pp. 189-236.

Barton, N.R., Løset, F., Lien, R. y Lunde, J. (1980). Application of Q-system in design decisions concerning dimensions and appropriate support for underground installations. Subsurf. Space. Nº. 2. pp. 553-561.

Bieniawski, Z.T. (1973). Engineering Classification of Jointed Rock Masses. Trans. S. Afr. Inst. Civ. Eng., 15. pp. 335-344.

Bieniawski, Z.T. (1976). Rock mass classifications in rock engineering. Exploration for rock engineering. Ed. Z.T. Bieniawski. A.A. Balkema. Johannesburg. pp. 97-106.

Bieniawski, Z.T. (1979). The geomechanics classification in rock engineering applications. Proc. 4th Int. Congr. Rock Mech., ISRM. Montreux, Vol. 2, pp 41-48.

Bieniawski, Z.T. (1989). Engineering Rock Mass Classification, p-251- Wiley, New York.

Bieniawski, Z.T. (2003a). New tendencies in rock mass characterization. Jornada técnica sobre "Aspectos relevantes en la caracterización del terreno", Madrid.

Bieniawski, Z.T. (2003b). Comunicación durante el coloquio. New tendencies in rock mass characterization. Jornada técnica sobre "Aspectos relevantes en la caracterización del terreno", Madrid.

Bieniawski, Z.T. (2004). Aspectos clave en la elección del método constructivo de túneles. Jornada técnica sobre criterios para la selección de tuneladoras. SEMR. Madrid. Septiembre.

Cummings, R.A., Kendorski, F.S. y Bieniawski, Z.T. (1982). Caving Rock Mass Classification and Support Estimation, U.S. Bureau of Mines Contract Report # J0100103. Engineers International. INC. Chicago. 195 pp.

Deere, D.U. (1963). Technical description of rock cores for engineering purposes. Rock Mech. Enging. Geol. 1. pp 16-22.

Deere, D.U., Hendron, A.J., Patton, F.D. y Cording, E.J. (1967). Design of surface and near surface construction in rock. Failure and Breakage of Rock. C. Fairhurst Ed. Society of Mining Engineers of AIME. pp 237-302.

Goodma, R.E. y Bray, J.W. (1976). Toppling of rock slopes. Proc. Speciality Conference on Rock Engineering for Foundation and Slopes. Vol. 2. ASCE. Boulder, Colorado. pp 201-236.

Hoek, E. & Brown, E.T. (1980). Underground Excavations in rock. Institution of Mining and Metallurgy. London. 527 pp.

Hoek, E. (1994). Strength of rock and rock masses. News J. ISRM 2(2):4-16.

Hoek, E. & Brown, E.T. (1997). Practical estimates of rock mass strength. Int. J. Rock Mech. Min. Sci. Geomech. Abstr. 34:1165-1186.

Hoek, E.; Wood, D. & Shah, S. (1992). A modified Hoek-Brown criterion for jointed rock masses. In: Hudson J.A. (ed) Proceedings of the rock mechanic symposium. International Society of Rock Mechanics Eurock'92, British Geootechnical Society, London, pp. 209-214.

Hoek, E.; Marinos, P. & Marinos, V. (2005). Characterization and engineering propoerties of tectonically undisturbed but litologically varied sedimentary rock masses. Int. J. Rock Mech. Min. Sci.

Hoek, E.; Kaiser, P.K. & Bawden, W.F. (1995). Support of underground excavations in hard rock. AA. Balkema, Rotterdam.

Hoek, E.; Marinos, P. & Benissi, M. (1998). Applicability of the geological strength index (GSI) classification for weak and sheared rock masses –the case of the Athens schist formation. Bull Eng. Geol. Env 57(2):151-160.

Hoek, E. & Brown, E.T. (1988). The Hoek-Brown failure criterion -a 1988 update. Proc. 15th Canadian Rock Mechanics Symposium. Toronto.

Kaiser, P.K., Mackay, C. y Gale, A.D. (1986). Evaluation of Rock Classifications at B.C. Rail Tumbles

Ridge Tunnels. Rock Mech. Rock Eng. 19, pp. 205-234.

Kendorsky, F.S., Cummings, R.A., Bieniawski, Z.T. y Skinner, E.H. (1983). Rock Mass Classification for block caving mine drift support. Proc. 5th Int. Congress on Rock Mech. ISRM. Melbourne. Section B. pp 51-63.

Laubscher, D.H. (1977). Geomechanics classification of jointed rock masses. Mining Applications. Trans. Institution of Mining and Metallurgy 86. London. pp.A1-A7.

Laubscher, D.H. (1984). Design aspects and effectiveness of support systems in different mining conditions. Trans. Inst. Min. Metall. 93. pp. A70-A81.

Marinos, P. & Hoek, E. (2000). GSI: a geologically friendly tool for rock mass strength estimation. Int. Proceedings of the GeoEng2000 at the international conference on geotechnical and geological engineering, Melbourne, Technomic publishers, Lancaster, pp. 1422-1446.

Marinos, P. & Hoek, E. (2001). Estimating the geotechnical properties of heterogeneous rock masses such as Flysch. Bul Eng. Geol. Env. 60: 82-92.

Moreno Tallon, E. (1980). Aplicación de las clasificaciones geomecánicas a los túneles de Pajares. II curso de sostenimientos activos en galerías y túneles. Fundación Gómez-Pardo. Madrid.

Palmstrom, A. (1982). The Volumetric joint count - a useful and simple measure of the degree of rock jointing. Proc 4th Int. Congr., Int. Assoc. Eng. Geol., Dehli. pp. 221-228.

Palmstrom, A. (2005). Measurements of and correlations between block size and rock quality designation (RQD). Tunnelling and Underground Space Technology 20 (2005), 362-377.

Romana, M. (1985). Nuevos factores de ajuste para la clasificación de Bieniawski a los taludes. Ponencia en el 3er. coloquio sobre Ingeniería Geológica. Univ. Pol. de Catalunya.

Romana, M. (1988a). Aplicación de la clasificación SMR, basada en la de Bieniawski, para prever los métodos adecuados de corrección de taludes. II Simp. sobre laderas y taludes inestables. Andorra. pp 535-558.

Romana, M. (1988b). Practice of SMR classification for slope appraisal V Int. Symp. on Landslides. Lausanne. vol. 2. pp. 1227-1231.

Romana, M. (1991). SMR Classification. 7th Intern. Congress on Rock Mech. ISRM. Aachen.

Romana, M. (1992). Métodos de corrección de taludes según la clasificación geomecánica SMR. III Simposio Nacional sobre Taludes y Laderas Inestables. La Coruña. pp. 629-650.

Rutledge, J.C. y Preston, R.L. (1978). New Zeland experience with engineering classifications of rock for the prediction of tunnel support. Proc. Int. Tunnel Symp. Tokyo. pp A3.1-A3.7.

Singh, R.N., Demby, B., Egretli, I. & Pathon, A.G. (1986). Assessment of ground rippability in open cast mining operations. Nottingham University. Mining Dept. Magazine. 38. pp. 21.34.

Smith, H.J. (1987). Estimating the mechanical dredgeability of rock. 28th. US. Symposium on Rock Mechanics. Boston. USA. pp. 935-943.

Unal, E. (1983). Design guidelines and roof control standards for coal mine roofs. Ph. D. thesis. Pennsylvania State University, University Park. 355 pp.

Unal, E. (1986). Empirical approach to calculate rock loads in coal mine roadways. Proc. 5th Conf. Ground Control Coal Mines. West Virginia University. Morgantown. pp234-241.

Weaver, J.M. (1975). Geological factors significant in the assessment of rippability. Civil Engineering in South Africa. 17. pp. 313-316.

6. CARACTERIZACIÓN GEOMECÁNICA DE LOS MACIZOS ROCOSOS

A veces se oye decir "las rocas y suelos no se adaptan a una norma BS [British Standard]"... Sin embargo he llegado a creer que en general se adaptan, no a una norma BS, sino a un equivalente natural de estas normas que sigue las leyes de la física, las matemáticas, la química, la ingeniería , etc..

P.G. Fookes, 1999

6.1. Introducción

La rocas se pueden definir como agregados o conjunto de una o varias sustancias minerales que forman macizos, que ocupan grandes extensiones de la corteza terrestre o lo que es lo mismo, que son el principal elemento constructivo de la litosfera.

El ciclo geoquímico de las rocas, representado de forma indicativa en la Figura 6.1 parte de la formación de la corteza rocosa; los materiales fluidos procedentes de zonas profundas han seguido y siguen actualmente su camino de ascenso hacia la superficie terrestre. Estos materiales, que consisten en una masa rocosa fluida, en la que pueden coexistir fases sólidas, líquidas y gaseosas, se denominan magmas.

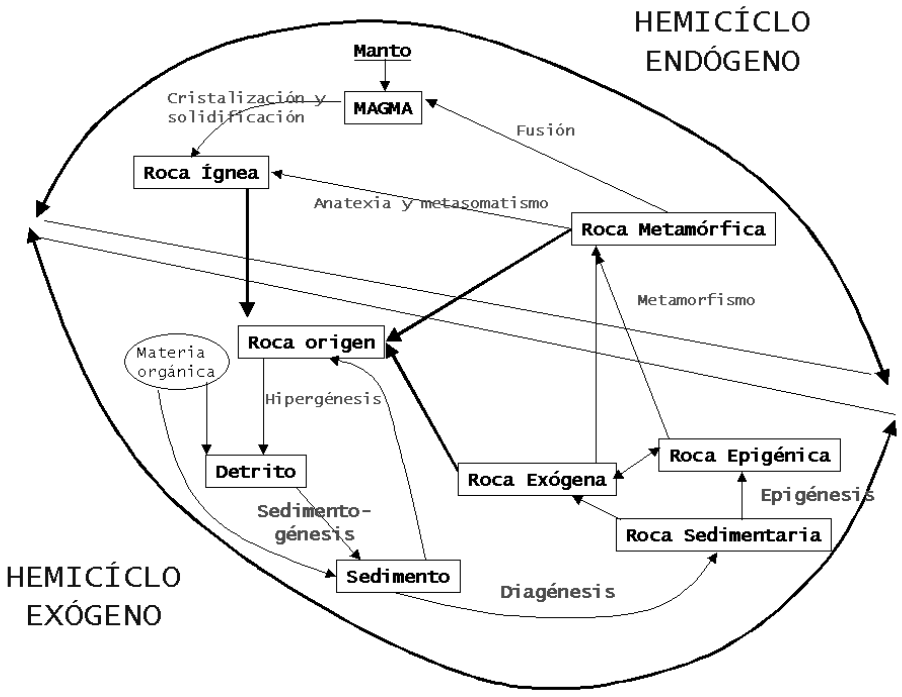


Figura 6.1. El ciclo geoquímico. Basado en Galera (1994).

Cuando los magmas ascienden hacia zonas superiores se produce su solidificación, que puede producirse en la misma superficie o bien a una determinada profundidad. En caso de producirse la consolidación en superficie, esta tiene lugar de manera rápida, y por tanto, no se forman, cristales grandes; por lo que suelen formarse vidrios. Así se forma las rocas volcánicas. Cuando la consolidación se produce en profundidad, los cristales pueden irse desarrollando, debido al enfriamiento lento; así se forman las rocas intrusivas. Cuando los magmas cristalizan en filones que ascienden hacia la superficie, se habla de rocas filonianas. En conjunto, las rocas volcánicas, filonianas e intrusivas constituyen las rocas ígneas.

Las rocas quedan expuestas a la intemperie; sus componentes son destruidos física y químicamente y transportados en disolución o llevados en suspensión por las aguas superficiales, hasta que llegan a un lugar de deposición (in-situ, laguna, llanura aluvial o el mar). Los materiales o detritos depositados en una cuenca marina, más o menos ordenados, van compactándose bajo el efecto de nuevos sedimentos. Mediante este proceso llamado diagénesis se forman las rocas sedimentarias.

En ciertas zonas, al acumularse los sedimentos, se va produciendo el hundimiento o subsidencia del fondo marino, de forma que los paquetes sedimentarios se ven sometidos a niveles importantes de presiones y temperaturas, que dan lugar a la formación química y cristalización de nuevos minerales, con estructuras orientadas. En este proceso se originan las rocas metamórficas, que se caracterizan típicamente por su foliación.

Así pues, como se deriva del ciclo geoquímico presentado, según su origen, las rocas pueden ser ígneas, sedimentarias y metamórficas. Una clasificación sencilla que incluye la mayor parte de las rocas que se encuentran en la práctica se presenta en el esquema de la Figura 6.2.

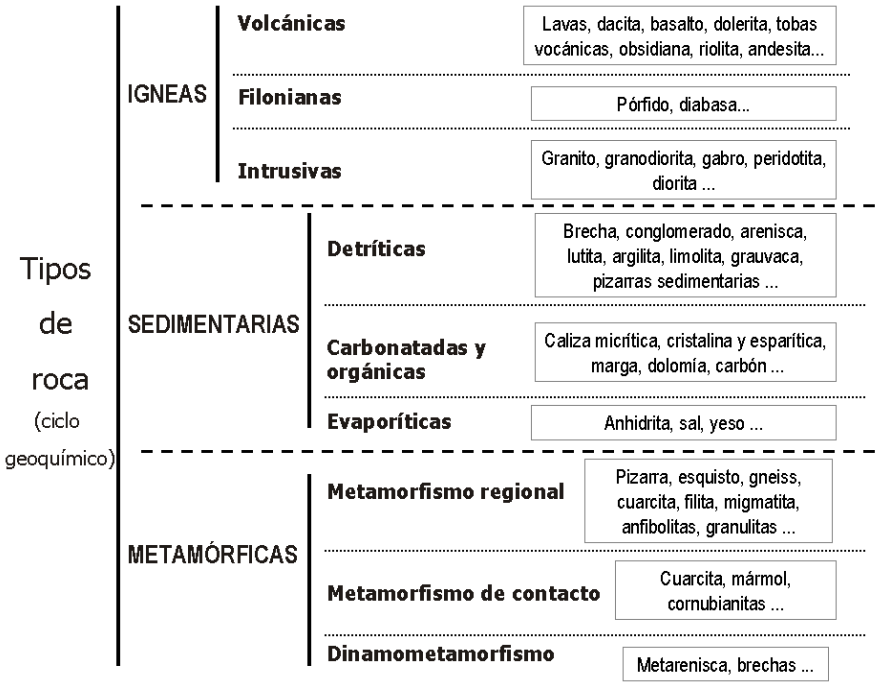


Figura 6.2. Esquema de clasificación de las rocas simplificado.

La roca difiere de la mayoría de otros materiales utilizados en ingeniería. Ésta tiene discontinuidades (fracturas) de diferentes tipos, que hacen que su estructura sea discontinua. Además, debido a los procesos geológicos que la han afectado entre el tiempo de su formación y la condición en la cual la encontramos en la actualidad, presenta heterogeneidades y propiedades variables. Todas estas características requieren ser evaluadas en forma permanente durante la realización de la obra. Primero es necesario distinguir lo que es el "material rocoso", denominado también "roca intacta" y lo que es el "macizo rocoso", también denominado "masa rocosa". *Roca intacta*, es el bloque ubicado entre las discontinuidades y podría ser representada por una muestra de mano o trozo de testigo que se utiliza para ensayos de laboratorio . EL macizo rocosos es el medio in-situ que contiene diferentes tipos de discontinuidades como diaclasas, estratos, fallas y otros rasgos estructurales. Dependiendo de cómo se presenten estas discontinuidades o rasgos estructurales dentro de la masa rocosa, ésta tendrá un determinado comportamiento geotécnico.

6.2. Meteorización de las rocas

Se denomina meteorización de las rocas a las modificaciones experimentadas en su composición o estructura por la acción de los agentes atmosféricos. La importancia que tiene la meteorización desde el punto de vista de la mecánica de rocas se debe a que produce profundos cambios en las propiedades físicas y mecánicas de los materiales rocosos. Existen dos clases de meteorización: física y química. El hecho de que una u otra predomine depende del clima, ya que ambas se producen simultáneamente.

La meteorización física incluye las siguientes acciones:

- Arranque directo de partículas por erosión.
- Acción destructora debida a la congelación del agua en grietas y fisuras.
- Modificaciones producidas por los cambios de volumen de la roca debidos a variaciones de temperatura.
- Acción de las plantas, especialmente de las raíces de los árboles.

La desintegración, de origen físico, afecta a la parte más superficial de los macizos rocosos y favorece la penetración del agua que puede dar lugar a la descomposición de los mismos en el interior mediante cambios químicos en las rocas.

La meteorización química es consecuencia de reacciones de oxidación, hidratación, hidrólisis, carbonatación y disolución, en las cuales los reactivos más importantes son: el agua, el oxígeno, el dióxido de carbono y los ácidos orgánicos.

La meteorización no llega normalmente a gran profundidad, pero una vez realizada la excavación, la roca entra en contacto con la atmósfera, por lo que puede sufrir una meteorización. La meteorización física predomina en climas cálidos y secos, o fríos y húmedos, mientras que la meteorización química es propia de climas cálidos o templados pero húmedos.

En España, debido al clima húmedo predominante en la zona Norte del país, la meteorización más frecuente en ésta es la de tipo químico.

A causa de la meteorización, la roca sana pasa gradualmente a suelo a través de estados intermedios, en cuya descripción se basan las escalas de meteorización normalmente utilizadas en mecánica de rocas. Se han creado varias escalas empíricas, para trabajar en el campo, que son meramente descriptivas, pero se podrían establecer otras escalas más precisas, basadas, por ejemplo, en la alteración de la dureza superficial de las rocas, que se puede determinar mediante el martillo de Schmidt. A continuación se presentan dos escalas de meteorización (Ramírez Oyanguren y Lancha, 1979): una propuesta por D.G. Moye para el granito (Tabla 6.1 y Figura 6.3) y otra basada en ella que se puede aplicar sobre todo a las rocas sedimentarias de origen detrítico (Tabla 6.2).

Tabla 6.1. Escala de meteorización del granito (Según D.G. Moye)

Grado de meteorización	Denominación	Criterios de reconocimiento
I	Sana	Roca no meteorizada. Las micas y los feldespatos están lustrosos.
II	Sana con juntas teñidas de óxidos	Las caras de las juntas están manchadas o cubiertas con hematites y limonita, pero el bloque de roca entre juntas no está meteorizado.
III	Moderadamente meteorizada	Claramente meteorizada a través de la petrofábrica. La alteración se manifiesta por manchas de óxidos de hierro y ligera descomposición de los feldespatos, pero la resistencia es muy similar a la de la roca sana.
IV	Muy meteorizada	Meteorización acusada del conjunto, pero con resistencia tal, que piezas aproximadamente de 25 cm^2 de sección transversal no pueden romperse a mano.
V	Completamente meteorizada	Roca intensamente meteorizada, con aspecto de suelo, que puede romperse y desmenuzarse a mano, pero se puede reconocer todavía la fábrica original de la roca.

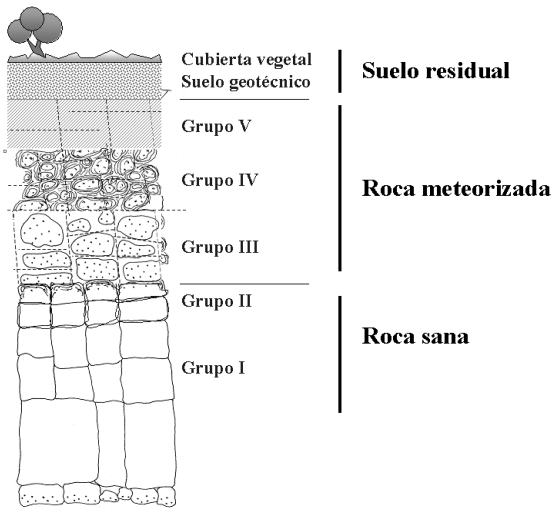


Figura 6.3. Interpretación gráfica de la escala de meteorización del granito (Según D.G. Moye)

TABLA 6.2. Escala de meteorización de las rocas sedimentarias detríticas (Basada en la D.G. Moye).

Grado de meteorización	Denominación	Criterios de reconocimiento
I	Sana	Roca no meteorizada. Conserva el color y el lustre en toda la masa.
II	Sana con juntas teñidas de óxido	Las caras de las juntas están manchadas de óxidos pero los bloques entre juntas mantienen el color y el lustre de la roca sana.
III	Moderadamente meteorizada	Claramente meteorizada a través de la petrofábrica, reconociéndose el cambio de color respecto de la roca sana. El cambio puede ser desde simples manchas a variación de color en toda la masa, generalmente a colores típicos de óxidos de hierro. La resistencia de la roca puede variar desde muy análoga a la roca grado II a bastante más baja, pero tal que trozos de 25 cm^2 de sección no pueden romperse a mano.
IV	Muy meteorizada	Roca intensamente meteorizada, que puede desmenuzarse a mano y romperse, aunque sus elementos constitutivos son perfectamente reconocibles.
V	Completamente meteorizada	Material con aspecto de suelo, completamente descompuesta por meteorización "in situ", pero en el cual se puede reconocer la estructura de la roca original. Los elementos constitutivos de la roca se pueden diferenciar, aunque estén totalmente transformados.

La meteorización de las rocas puede marcar de forma importante su tratamiento en la realización de obras de ingeniería, por su típicamente heterogénea distribución espacial y variabilidad natural, que hacen que los resultados de un sondeo realizado en un punto, puedan diferir sustancialmente de los realizados en el entorno del mismo. Para ilustrar este aspecto se presenta en la Figura 6.4 una imagen de un pequeño talud en una zona típica de jabre o granito muy meteorizado (grados III-IV), marcándose sobre la misma el contacto entre el granito más sano y este material y representándose en la zona inferior el esquema geológico de la misma. Como muestra esta imagen el contacto es altamente irregular, siendo muy característica la presencia de bolos de roca inmersos en el material meteorizado, o la aparición de zonas muy meteorizadas en el interior de zonas con granito sano o no muy meteorizado.

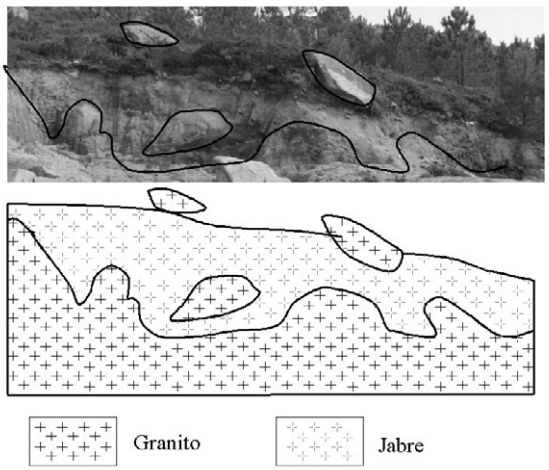


Figura 6.4. Fotografía y croquis geológico de un pequeño talud formado por granito y jabre. Foto: autores.

Existe también una escala de meteorización de rocas metamórficas propuesta por Deere y Patton, 1971, que consta de cinco niveles que se corresponden aproximadamente con los cinco grados de meteorización de la escala de D.G. Moye.

El grado de meteorización de las masas de roca y del material rocoso en los labios de las discontinuidades se puede definir, según la Sociedad Internacional de Mecánica de Rocas (Brown, 1981), utilizando los términos descritos en la Tabla 6.3.

Tabla 6.3. Grado de meteorización de los labios de las discontinuidades

Grado	Descripción
Fresco	No hay signos visibles de meteorización de la roca.
Descolorido	El color es distinto del que tenía el material original sano. Se debe mencionar si el cambio de color sólo afecta a determinados minerales.
Descompuesto	El macizo rocoso se ha meteorizado por alteración química de los granos minerales hasta convertirse en un suelo en el que la fábrica de la roca permanece intacta, pero algunos o todos los granos minerales están descompuestos.
Desintegrado	El macizo rocoso se ha roto por meteorización física y se ha transformado en suelo, pero la fábrica original todavía permanece intacta. El macizo rocoso es friable, pero los granos del mineral no están descompuestos.

6.3. Resistencia de las rocas

Aunque este apartado trata fundamentalmente de cómo estimar en el campo la resistencia a compresión de las rocas, también se refiere a los suelos cohesivos, ya que muchas veces éstos se encuentran rellenando discontinuidades del macizo rocoso.

La resistencia a compresión de las rocas se puede estimar a partir de la dureza superficial de las mismas, la cual se puede obtener mediante el martillo de Schmidt (ver Figura 6.5). Como se expuso en el capítulo 3, éste consiste en un dispositivo que registra el rebote de un cilindro metálico que, impulsado por un muelle, choca contra un vástago también metálico apoyado en la roca. El martillo tipo L permite medir valores de la resistencia a compresión simple de la roca comprendidos entre 20 MPa y 300 MPa. Barton y Choubey (1977), han propuesto la siguiente fórmula para calcular la resistencia de la roca partiendo del índice de rebote del martillo de Schmidt:

$$Log(\sigma_c) = 0,00088\ \gamma\ \mathrm{R} + 1,01 \qquad (6.1)$$

donde,

σ_c = resistencia a compresión simple de la capa superficial de la roca (MPa)

γ = peso específico de la roca (kN/m^3)

R = índice de rebote

Para poder aplicar directamente la fórmula anterior, el martillo debe colocarse verticalmente hacia abajo sobre una superficie horizontal, es decir, en la condición de rebote mínima. Los índices de rebote van en la práctica de 10 a 60. El índice más bajo corresponde a las rocas

más débiles (resistencia a compresión simple <20 MPa), mientras que el más alto es propio de las rocas muy resistentes (resistencia a compresión >150 MPa). Las rocas muy poco resistentes no se deben ensayar con el martillo de Schmidt tipo L.

Figura 6.5. Martillo de Schmidt. Fotografía autores.

Las reducciones que hay que aplicar en el índice de rebote del martillo cuando éste no está orientado verticalmente hacia abajo son, en función del ángulo α que forma el martillo con la vertical, las que se presentan en la Tabla 6.4.

Tabla 6.4. Reducciones que hay que aplicar en el índice de rebote del martillo cuando éste no está orientado verticalmente hacia abajo.

Rebote	Hacia abajo		Hacia arriba		Horizontal
	α=-90º	α=-45º	α=+90º	α=+45º	α=0º
10	0	-0,8	---	---	-3,2
20	0	-0,9	-8,8	-6,9	-3,4
30	0	-0,8	-7,8	-6,2	-3,1
40	0	-0,7	-6,6	-5,3	-2,7
50	0	-0,6	-5,3	-4,3	-2,2
60	0	-0,4	-4,0	-3,3	-1,7

Las resistencias de las rocas se pueden estimar también en el campo utilizando una navaja y un martillo de geólogo, aunque con menos precisión que con el martillo de Schmidt. En la Tabla 6.5 se describe la forma de hacerlo según la Sociedad Internacional de Mecánica de Rocas (Brown, 1981).

Tabla 6.5. Estimación de la resistencia de las rocas mediante un martillo de geólogo y una navaja (Brown, 1981)

Grado	Descripción	Identificación de campo	Valor aproximado de la resistencia a compresión simple en MPa
R 0	Extremadamente débil	Se puede penetrar con el dedo pulgar	0,25-1,0
R 1	Muy débil	Deleznable bajo golpes fuertes con la parte puntiaguda del martillo geológico; puede cortarse con una navaja.	1,0-5,0
R 2	Débil	Puede cortarse con dificultad con una navaja; se pueden hacer marcas poco profundas golpeando fuertemente la roca con la punta del martillo	5,0-25
R 3	Media	No se puede cortar con una navaja; las muestras se pueden romper con un golpe firme con el martillo.	25-50
R 4	Resistente	Se necesita más de un golpe con el martillo geológico para romper la muestra.	50-100
R 5	Muy resistente	Se necesitan muchos golpes con el martillo geológico para romper la muestra.	100-250
R 6	Extremadamente resistente	Sólo se pueden desprender esquirlas de la muestra con el martillo geológico.	>250

Aunque este texto no se refiere a los suelos, es necesario hacer alguna referencia a ellos, ya que en muchos casos se encuentran rellenando discontinuidades geológicas. Para definir e identificar la consistencia de los suelos cohesivos, por ejemplo: arcillas, limos arcillosos y combinaciones de arcillas y limos con arena, se pueden utilizar, según la Sociedad Internacional de Mecánica de Rocas, (Brown, 1981), los ensayos manuales que se describen en la Tabla 6.6.

Tabla 6.6. Identificación de la resistencia de los suelos cohesivos.

Grado	Descripción	Identificación	Resistencia a compresión simple en MPa
S 1	Muy blando	El puño penetra fácilmente varios centímetros.	<0,025
S 2	Blando	El dedo pulgar penetra fácilmente varios centímetros.	0,025-0,05
S 3	Firme	El dedo pulgar puede penetrar varios centímetros con un esfuerzo moderado.	0,05-0,10
S 4	Consistente	El dedo pulgar puede penetrar pero con mucho esfuerzo.	0,10-0,25
S 5	Muy consistente	Se puede marcar con el pulgar.	0,25-0,50
S 6	Duro	Se puede marcar con el pulgar pero con dificultad.	>0,50

6.4. Estructura del macizo rocoso

Se denomina estructura del macizo rocoso al conjunto de fallas, diaclasas, pliegues y demás características geológicas propias de una determinada región del mismo (Figura 6.6.). En ingeniería de rocas, se considera que la estructura del macizo rocoso comprende también los tipos de roca existentes en él. La asociación de varios tipos de rocas puede dar lugar a consecuencias difíciles de evaluar desde el punto de vista geotécnico; así, por ejemplo, en una secuencia sedimentaria, una litología puede ser más susceptible de meteorización que otra y su presencia puede provocar que los demás tipos de roca existentes en el macizo aumenten su susceptibilidad a la meteorización.

Figura 6.6. Concepto de macizo rocosos y estructura.

Dominio estructural es la parte del macizo rocoso, generalmente delimitada por discontinuidades geológicas, dentro de la cual la estructura es prácticamente homogénea. Por ejemplo, en las discordancias o en zonas de pliegues se separan dominios estructurales diferentes, según convenga, tal y como muestra la Figura 6.7.

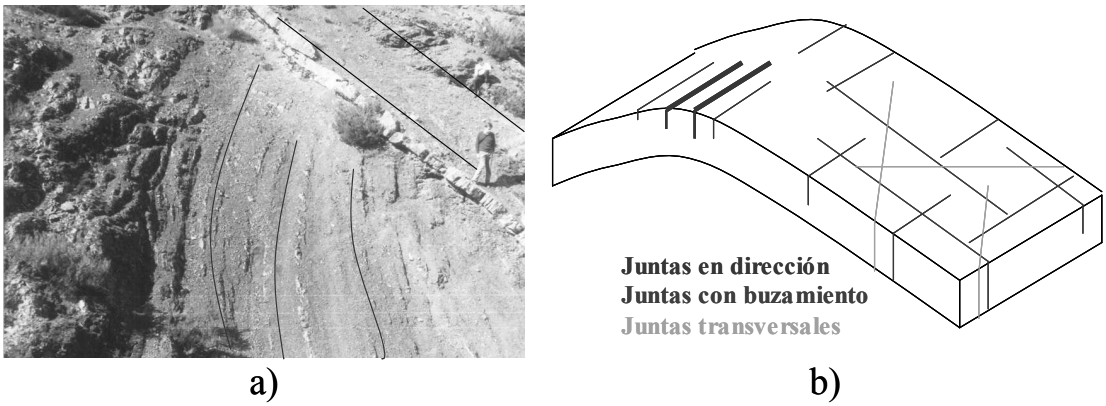


Figura 6.7. Concepto de dominio estructural. a) en zonas de discordancias, se separarán dominios estructurales, b) los dos flancos de un mismo pliegue se corresponderán con diferentes dominios estructurales. Foto y montaje: autores.

Una discontinuidad es una superficie del macizo rocoso que está abierta o puede abrirse fácilmente, sin ofrecer resistencia a tracción, al actuar sobre ella las tensiones inducidas en el macizo por la excavación. Las superficies de discontinuidad pueden aparecer durante la formación del macizo rocoso o posteriormente, por causas tectónicas. Al primer tipo corresponden los planos de estratificación, las laminaciones y la foliación primaria de las rocas plutónicas (Figuras 6.8 y 6.9). Son del segundo tipo: la esquistosidad (Figuras 6.10), las fallas (Figuras 6.11)y las juntas (Figuras 6.12).

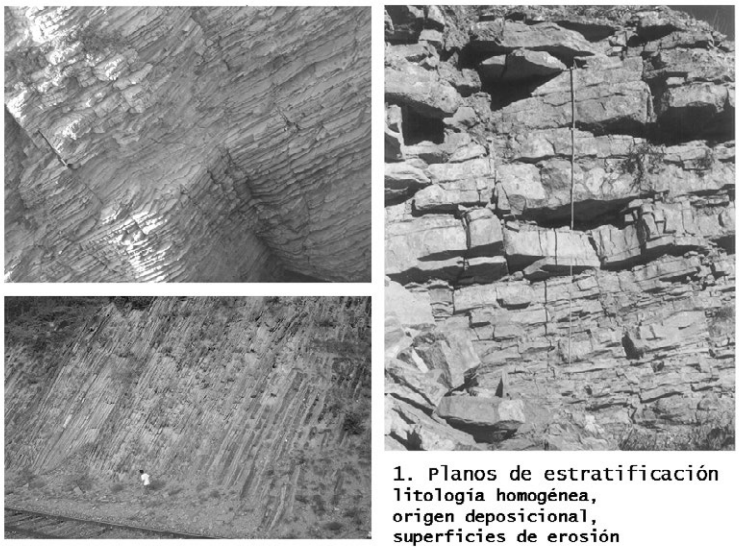


Figura 6.8. Estratificación. Foto: autores.

Figura 6.9. Laminación y foliación de las rocas plutónicas. Fotos D. Córdova y autores.

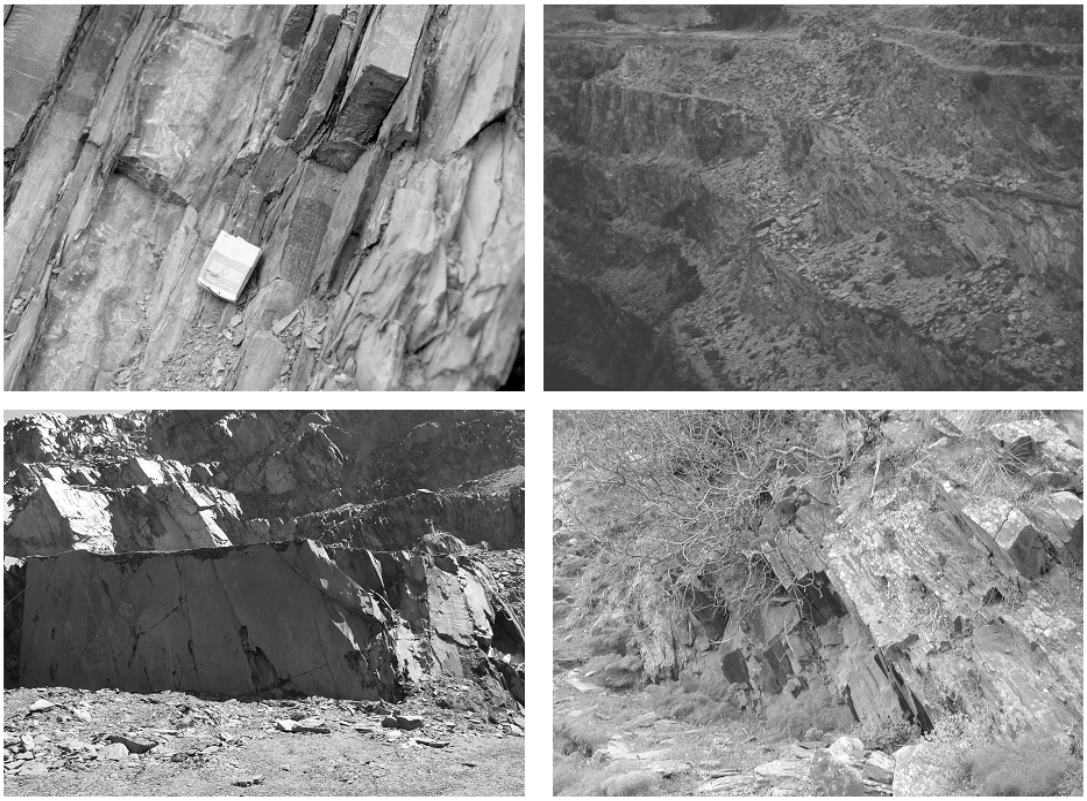


Figura 6.10. Fotografías de macizos con marcada esquistosidad. Fotos: autores.

Los diferentes tipos de discontinuidades mencionados se describen a continuación:

- Estrato. Nivel simple de litología homogénea o gradacional, depositado de forma paralela a la inclinación de la formación. Suele estar separado de los estratos adyacentes por superficies de erosión. Cuando el macizo rocoso está constituido por un solo tipo litológico, los estratos pueden ser difíciles de reconocer.

- Laminación. Superficie de discontinuidad que da a la roca un aspecto laminar de lechos muy delgados. Puede ser debida a presiones orogénicas o de origen sedimentario.

- Esquistosidad. Un macizo rocoso presenta esquistosidad cuando tiene una estructura, de origen tectónico o metamórfico, en láminas u hojas paralelas. Existen los siguientes tipos de esquistosidad:

  Esquistosidad de fractura. Es debida a una multitud de microfallas o micropliegues-falla muy próximos, espaciados del orden de algunos milímetros, que se superponen a una deformación continua apreciable y que separan láminas sin producir orientación de los minerales.

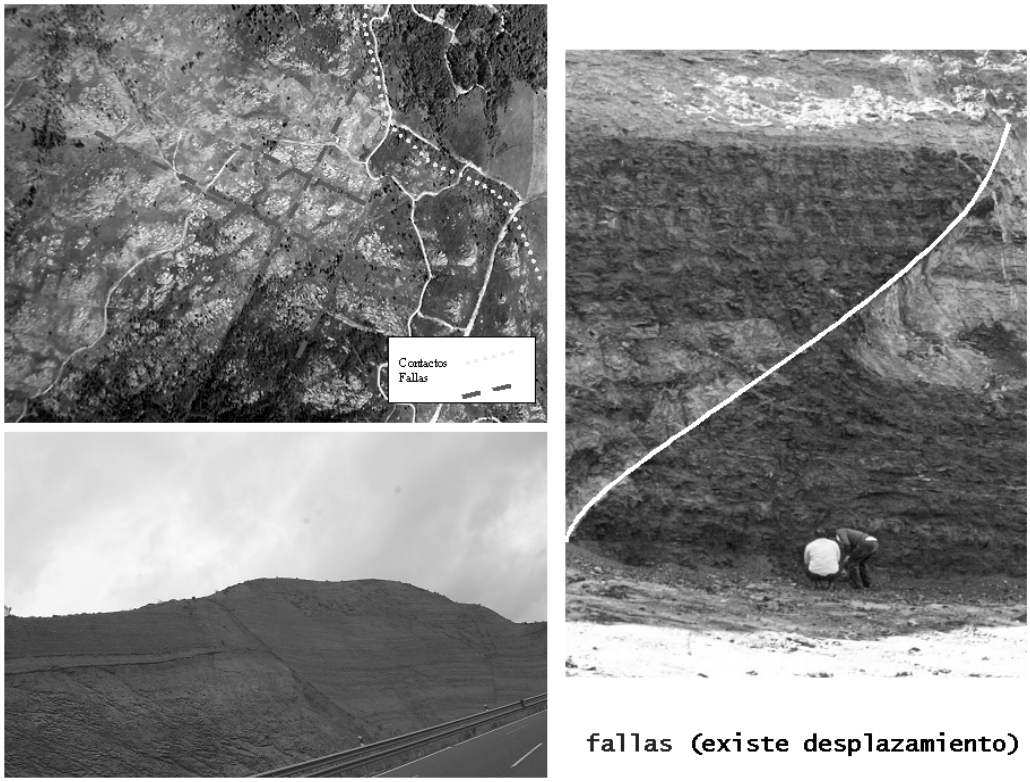


Figura 6.11. Fotografías de fallas. Fotos: autores.

Esquistosidad de flujo. Es un fenómeno debido a un aplastamiento que origina un reajuste de la textura de la roca dando lugar a orientación paralela de todos los minerales, recristalizaciones y disoluciones orientadas. El resultado es la aparición de una anisotropía general pero sin que existan discontinuidades. Esta cristalización no destruye todas las trazas de la estratificación.

Foliación. Es una etapa avanzada de la esquistosidad de flujo, que se produce cuando aumentan las condiciones de presión y temperatura y aparecen minerales metamórficos orientados cada vez de mayor talla. La roca se convierte en una serie de hojas con diferentes minerales entre cada dos planos de anisotropía.

- Pizarrosidad. Es la propiedad de las rocas de aspecto laminar de poder dividirse en hojas delgadas. Implica un cierto metamorfismo.

- Fallas y juntas. Son planos de discontinuidad que se producen cuando el macizo rocoso ha estado sometido a un esfuerzo tectónico que ha sobrepasado su límite de rotura. Cuando las dos secciones separadas por la fractura han sufrido desplazamientos relativos por efecto de tensiones cortantes, ésta se denomina falla. En caso contrario se denomina junta. Éstas se pueden formar también a consecuencia de la disminución de compresión vertical que se produce debido a la erosión o por los cambios de volumen diferenciales que tienen lugar en ciertos macizos rocosos.

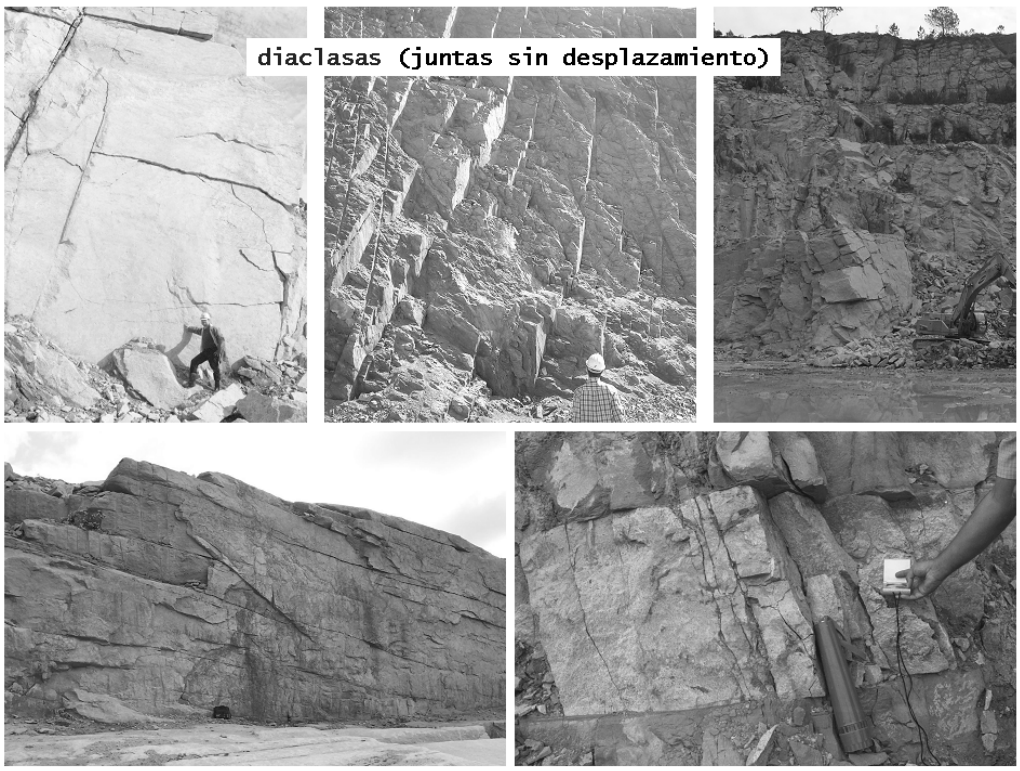


Figura 6.12. Fotografías de macizos rocosos con juntas o diaclasas. Fotos: autores.

6.5. Caracteres geomecánicos de las discontinuidades

Los caracteres geomecánicos de las discontinuidades que más influyen en su comportamiento son: orientación, espaciado, dimensiones, rugosidad, resistencia de los labios de la discontinuidad, apertura y relleno. A continuación se irán tratando brevemente cada uno de estos puntos.

6.5.1. Orientación

En geotecnia lo más habitual es definir las discontinuidades mediante la dirección del buzamiento y la pendiente del plano con la horizontal. Así, por ejemplo, 210/32 indica que la dirección de buzamiento se encuentra a 210º del norte verdadero en el sentido de las agujas del reloj y que el plano tiene una pendiente de 32º. Para realizar la medida de la dirección de buzamiento se coloca en primer lugar la tapa de la brújula geotécnica apoyada sobre la discontinuidad y se cala la burbuja. En el caso de que la discontinuidad buce hacia fuera (hacia fuera del talud), la medida de la aguja que marca al norte será la dirección de buzamiento de la discontinuidad (por estar las brújulas geotécnicas numeradas en sentido anti-horario). Véase la Figura 6.13. En el caso de que la discontinuidad buce hacia el macizo, la dirección de buzamiento vendrá marcada por la aguja que buza al sur (suelen tener distintos colores en la brújulas geotécnicas). Para medir el buzamiento, se coloca la brújula geotécnica en vertical apoyada sobre la discontinuidad y se mide el buzamiento mediante el clinómetro que lleva la brújula. Véase la Figura 6.14.

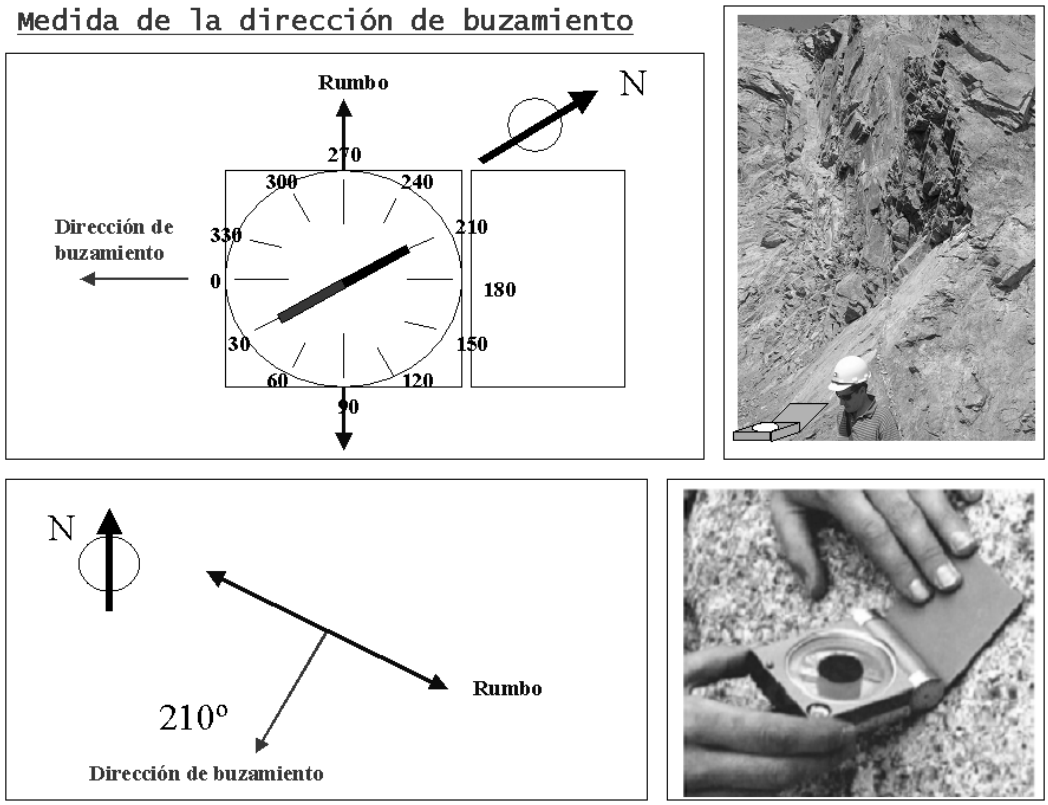


Figura 6.13. Medida de la dirección de buzamiento de una discontinuidad.

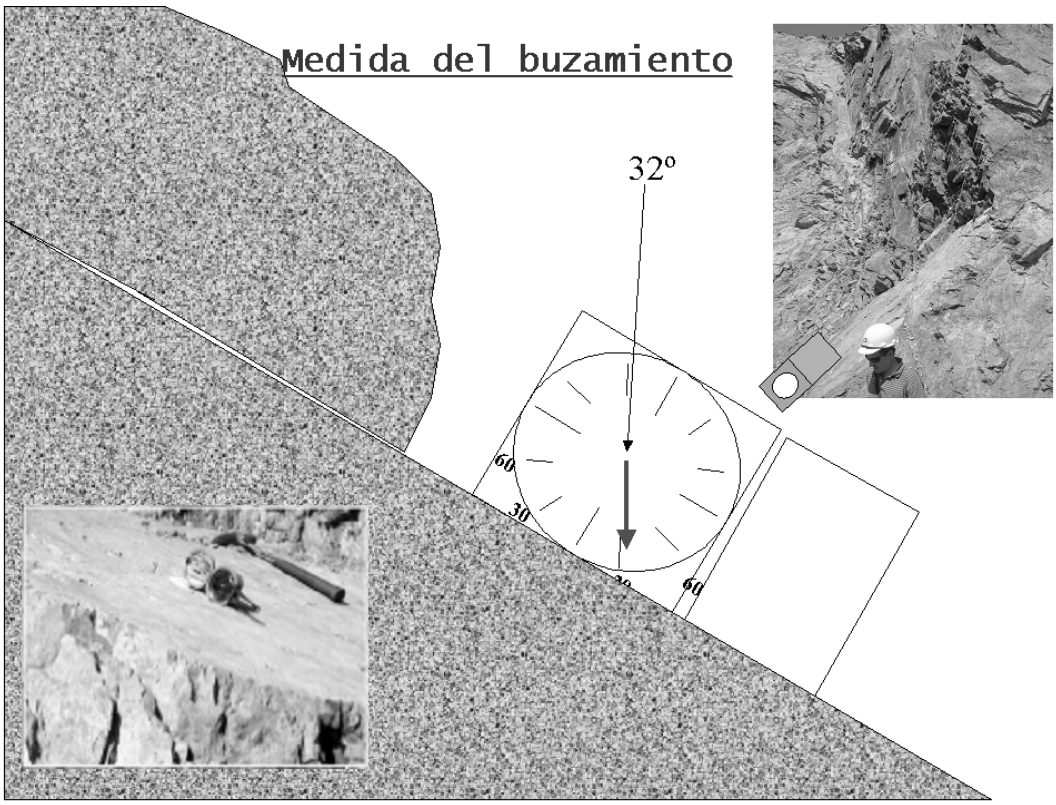


Figura 6.14. Medida del buzamiento de una discontinuidad. Foto y montaje: autores y D. Córdova.

En la toma de datos con brújula hay que tener en cuenta que el norte magnético se encuentra situado actualmente en la península a aproximadamente 7º al Noroeste del Norte geográfico.

La orientación de unas discontinuidades con respecto a otras determina la forma de los bloques de roca existentes en el macizo rocoso y de su orientación con relación a los taludes depende el tipo de bloque que puede desprenderse en éstos.

6.5.2. Espaciado

Se denomina espaciado de un sistema o familia de discontinuidades, o sea, un conjunto de discontinuidades subparalelas, a la distancia media entre ellas.

El espaciado de las discontinuidades es el factor que más influye en el tamaño de los bloques que componen el macizo rocoso. Este aspecto cobra la máxima importancia cuando existen otros factores que contribuyen a aumentar la deformabilidad del macizo rocoso, como, por ejemplo, una pequeña resistencia al corte de las discontinuidades; tiene también gran influencia en la permeabilidad del macizo rocoso y, por tanto, en la circulación del agua en el mismo. El espaciado se mide colocando una cinta métrica perpendicular a las discontinuidades en el afloramiento.

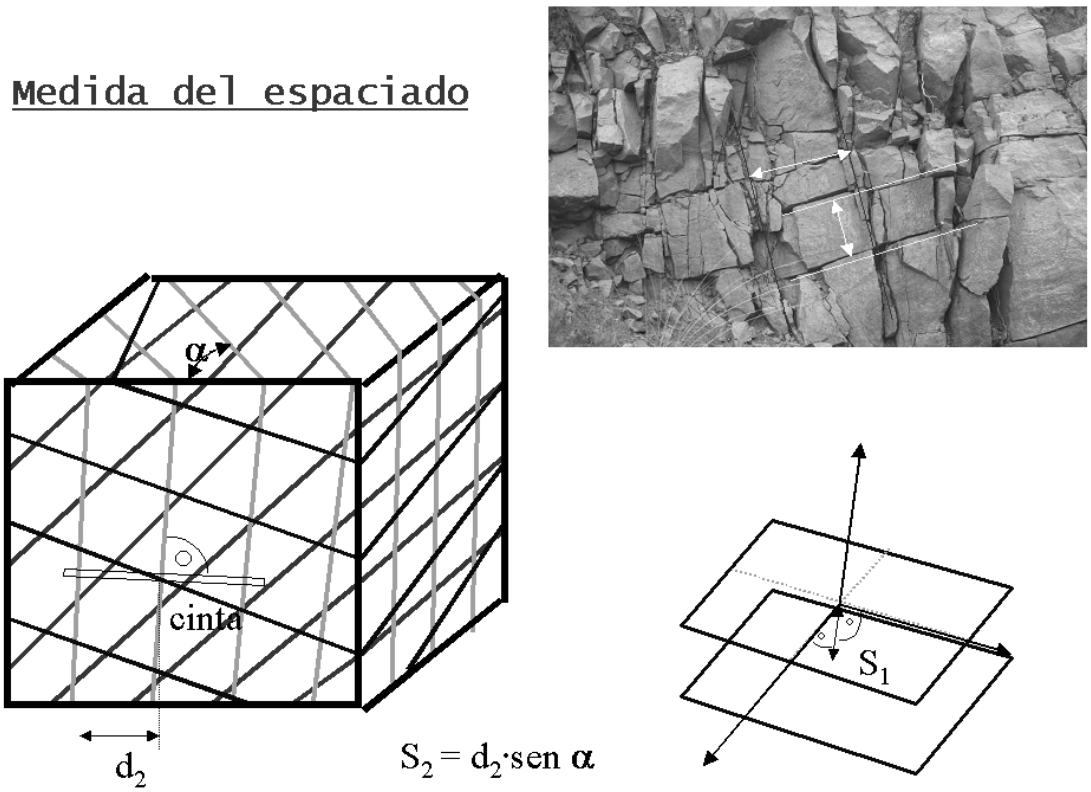


Figura 6.15. Medida del espaciado de discontinuidades. Foto y montaje: autores.

Si la medida no se puede hacer en dicha dirección habrá que hacer la siguiente corrección para obtener el espaciado verdadero (ver Figura 6.15):

$$S = d_m \operatorname{sen} \alpha \qquad (6.2)$$

donde,

S = espaciado verdadero

d_m = distancia medida con la cinta en el talud

α = ángulo que forma el rumbo de las discontinuidades con la dirección de la cara del talud

De cada familia de discontinuidades se anota el espaciado máximo, el mínimo y el modal, aunque también se puede presentar un histograma con los espaciados de todas las discontinuidades medidas. Para describir el espaciado se puede utilizar la terminología de la Tabla 6.7 recomendada por la Sociedad Internacional de Mecánica de Rocas (SIMR) (Brown, 1981).

Tabla 6.7. Terminología de espaciados recomendada por la Sociedad Internacional de Mecánica de Rocas (SIMR) (Brown, 1981).

Descripción	Espaciado en mm
Extremadamente cerrado	< 20
Muy cerrado	20-60
Cerrado	60-200
Moderado	200-600
Abierto	600-2000
Muy abierto	2000-6000
Extremadamente abierto	>6000

En los macizos rocosos sedimentarios el plano de discontinuidad de mayor importancia geotécnica puede ser la estratificación. Para describir su espaciado, o sea, el espesor de los estratos, se pueden utilizar los términos que se presentan en la Tabla 6.8.

Tabla 6.8. Terminología del espaciado de la estratificación.

Término	Espesor en mm
Extremadamente fino	< 6
Muy fino	6-20
Fino	20-60
Medio	60-200
Grande	200-600
Muy grande	600-2000
Extremadamente grande	>2000

6.5.3. Dimensiones (persistencia)

Este concepto hace referencia a la extensión o tamaño de las discontinuidades. Las dimensiones de una discontinuidad se pueden cuantificar observando su longitud en los afloramientos en la dirección del rumbo y en la del buzamiento (ver Figura 6.16). Es interesante realizar además un pequeño esquema que refleje gráficamente el tamaño relativo de las familias de discontinuidades.

Figura 6.16 Tamaño relativo de las familias de discontinuidades. Foto: autores.

Las discontinuidades se pueden clasificar por el tamaño mediante la terminología de la Tabla 6.9. recomendada por la SIMR (Brown, 1981).

Tabla 6.9. Terminología de continuidad o persistencia recomendada por la Sociedad Internacional de Mecánica de Rocas (SIMR) (Brown, 1981).

Término	Continuidad en m
Muy pequeña	<1
Pequeña	1-3
Media	3-10
Grande	10-20
Muy grande	>20

Se deben diferenciar las discontinuidades que se extienden fuera del afloramiento de las que acaban dentro del mismo y de las que terminan contra otras discontinuidades, ya que una familia de juntas que se extiende fuera del afloramiento debe ser más persistente que otra en la que predominan las terminaciones contra otras juntas. Cuando los afloramientos donde se realizan las observaciones son de poca extensión puede ser imposible estimar correctamente las dimensiones de las discontinuidades.

6.5.4. Rugosidad

La rugosidad de los labios de una discontinuidad tiene una gran influencia sobre su resistencia al corte. Esta influencia es tanto menor cuanto mayor sea su apertura y el espesor de relleno. La rugosidad de una discontinuidad se puede caracterizar mediante dos factores: ondulación y aspereza. Las ondulaciones son rugosidades a gran escala que provocan una fuerte expansión o dilatancia de la discontinuidad al experimentar ésta un desplazamiento cortante, si ambos lados están en contacto. Las asperezas son rugosidades a pequeña escala que pueden desaparecer en parte durante el desplazamiento cortante de la discontinuidad, si éste produce la rotura de los pequeños picos de roca que constituyen la rugosidad. Si la resistencia de la roca de los labios de la discontinuidad es elevada o la tensión normal aplicada es pequeña, esta rotura no tiene lugar. El valor de la resistencia al corte debida a las asperezas se puede obtener en el laboratorio ensayando una muestra de la discontinuidad o, a mayor escala, mediante un ensayo de corte directo “in situ”. La ondulación se puede definir mediante el ángulo i (ver Figura 6.17).

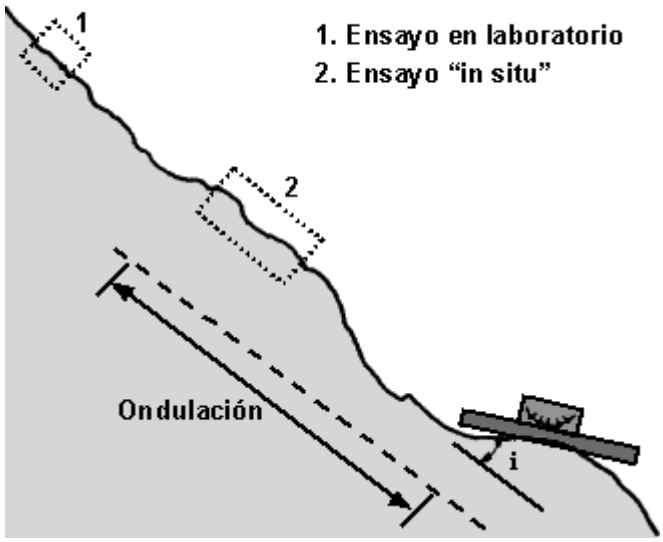


Figura 6.17. Ondulación de una discontinuidad.

La SIMR (Brown, 1981) propone una clasificación con dos escalas para determinar la rugosidad de las discontinuidades. Estas escalas son:

- Escala intermedia, para observaciones de varios metros de longitud, comprende tres grados de rugosidad: escalonada, ondulada y plana.

  Escala pequeña, para observaciones de varios centímetros; comprende los siguientes grados: rugosa, lisa o suave y pulida o espejo de falla.

Por consiguiente, una discontinuidad que se puede observar en suficiente longitud, se puede clasificar en nueve grados de rugosidad (ver Figura 6.18).

Descripción	Perfil	Jr	JRC 200mm	JRC 1m
Rugoso		4	20	11
Suave		3	14	9
Espejo de falla		2	11	8
	Escalonado			
Rugoso		3	14	9
Suave		2	11	8
Espejo de falla		1,5	7	6
	Ondulado			
Rugoso		1,5	2,5	2,3
Suave		1	1,5	0,9
Espejo de falla		0,5	0,5	0,4
	Plano			

Figura 6.18. Escala intermedia, para observaciones de hasta un metro de longitud (Barton, 1987).

Si existen ondulaciones de gran tamaño, de varias decenas de metros, se pueden describir, por ejemplo, de la siguiente forma: lisa ondulada, con ondulaciones de 10 m de longitud.

Existe otra clasificación para discontinuidades que se pueden observar en menos de un metro de longitud. Consta de 10 perfiles, de 10 cm de longitud cada uno, y se obtiene con ella el coeficiente de rugosidad denominado JRC (ver Figura 6.19). Este coeficiente de rugosidad fue propuesto por Barton y Choubey (1977), que lo utilizaron en su fórmula para determinar la resistencia al corte de las discontinuidades.

La rugosidad de una discontinuidad disminuye a medida que aumenta la longitud observada, por ello en la Figura 6.80 el JRC correspondiente a una misma descripción es menor para una discontinuidad de 1 m que para 0,2 m. El símbolo J_r que aparece en esta figura corresponde al utilizado por Barton, Lien y Lunde (1974) en su clasificación geomecánica, para valorar la rugosidad de las discontinuidades.

Finalmente también se puede estimar el JRC mediante el denominado peine de Barton y un ábaco especialmente diseñado para este cálculo, tal y como se presenta en la Figura 6.20. Para ello se estimará la amplitud máxima de la aspereza en milímetros, que se llevará al ábaco junto con la longitud del perfil de medida en metros para obtener el JRC.

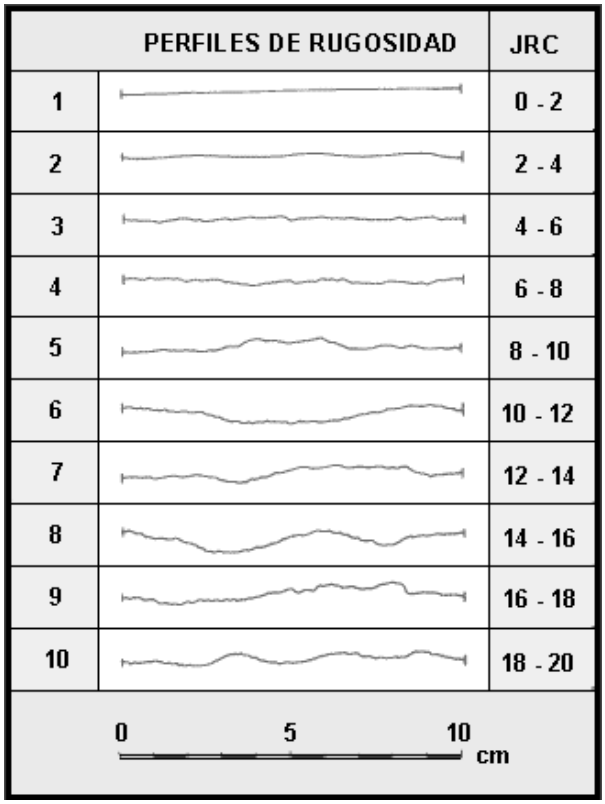
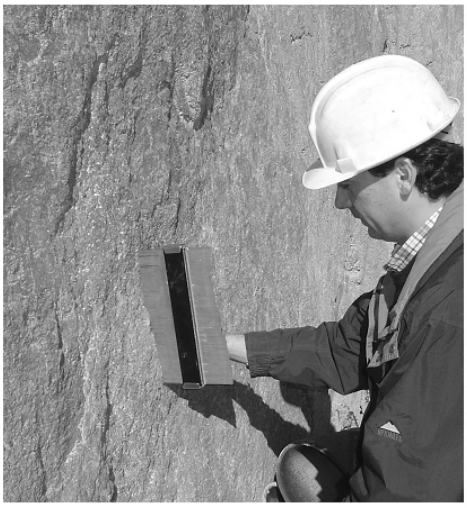


Figura 6.19. Escala de rugosidad definida por perfiles de 10 cm de longitud.

Rugosidad

JRC (Joint roughness coeficient)

Se puede estimar mediante el peine de Barton y el gráfico adjunto.



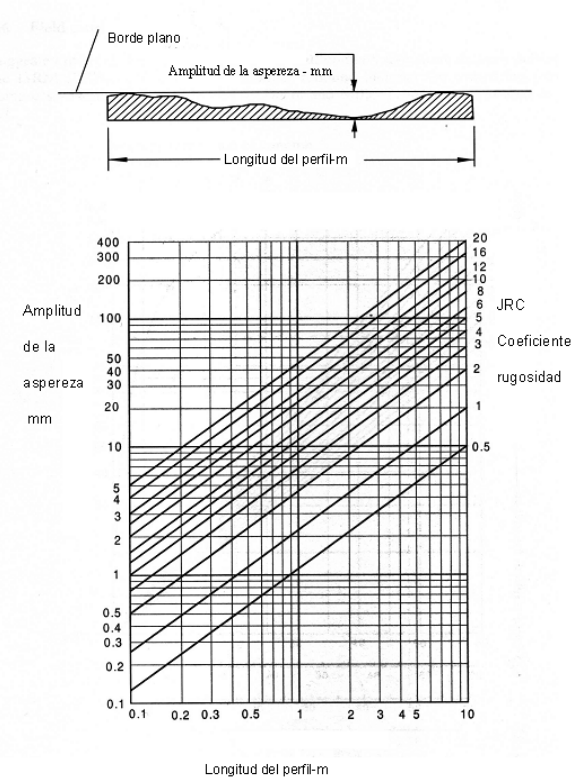


Figura 6.20. Estimación de la rugosidad mediante el peine de Barton. Fotografía y montaje: autores.

6.5.5. Resistencia de los labios

La resistencia de los labios de las discontinuidades se puede expresar de las siguientes formas:

- En función del grado de meteorización que se describe en las Tablas 6.1 y 6.2 del apartado 6.2. Estas tablas no permiten cuantificar la resistencia de la roca de los labios por lo que son de poca utilidad.

- A partir del ensayo del martillo de Schmidt. La superficie de la roca, que debe estar limpia de materiales sueltos, por lo menos debajo del martillo, se debe ensayar bajo condiciones de saturación. Este procedimiento no se puede utilizar si la roca que contiene la discontinuidad está suelta ya que se desplazaría al ser golpeada con el martillo, por lo que no es aplicable en macizos rocosos muy fracturados. En este caso, se debe extraer el bloque de roca que contiene la discontinuidad y sujetarlo firmemente antes de golpear en él con el martillo. Se debe efectuar un número suficiente de ensayos en cada superficie de discontinuidad. De cada grupo de diez lecturas se desechan las cinco más bajas y se anota el valor medio de las cinco mayores. De esta forma se obtiene el valor del JCS ("joint compressive strength") que interviene en la fórmula propuesta por Barton y Choubey (1977) para estimar la resistencia al corte de las discontinuidades rocosas sin relleno.

6.5.6. Apertura

Tal y como se muestra y define en la Figura 6.21, las discontinuidades pueden ser cerradas abiertas y rellenas.

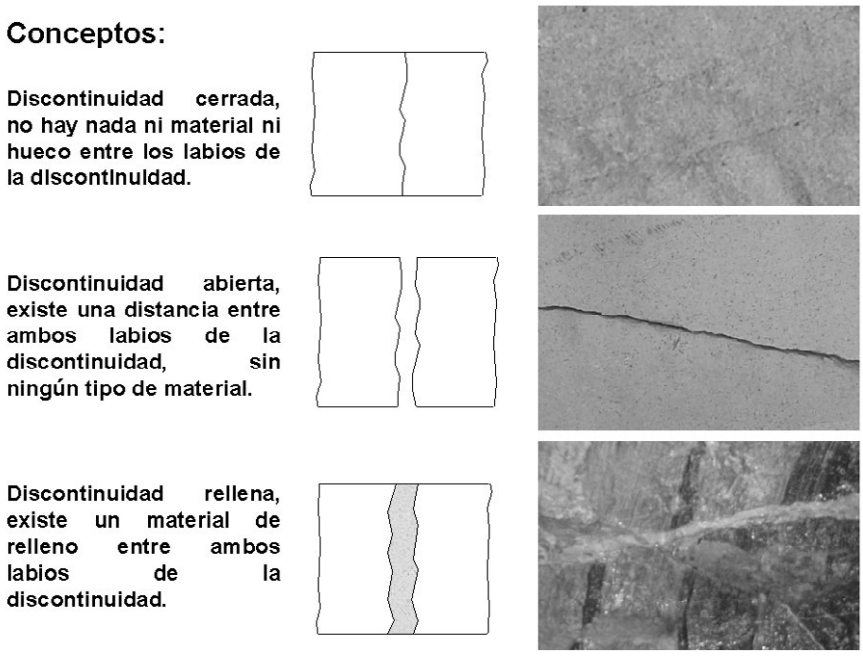


Figura 6.21. Definición de discontinuidad cerrada, abierta y rellena. Fotografía y montaje: autores.

Se define apertura como la distancia perpendicular que separa las paredes adyacentes de roca de una discontinuidad, cuando este espacio intermedio tiene agua o aire. En esto se distingue la apertura del espesor de relleno (ver Figura 6.22).

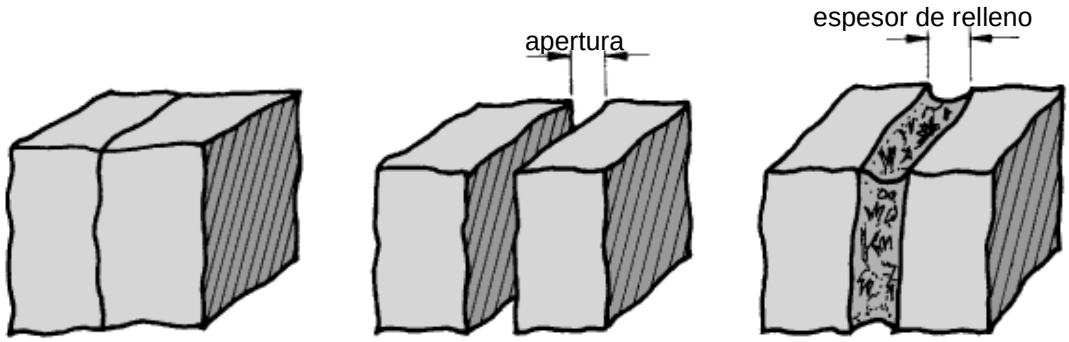


Figura 6.22. Apertura de una discontinuidad.

Las grandes aperturas pueden ser resultado de desplazamientos cortantes de discontinuidades, cuando éstas tienen una rugosidad apreciable, o bien pueden ser debidas a tracciones, lavado o disolución. Las aperturas se miden con una regla graduada en milímetros. A gran profundidad las aperturas suelen ser inferiores a medio milímetro, en la mayoría de los macizos rocosos, y la forma de medirlas es mediante láminas calibradas.

Se deben anotar las aperturas de todas las discontinuidades intersectadas por la línea de toma de datos, cuando se utiliza esta técnica de observación. Las variaciones de apertura que suelen tener las grandes discontinuidades se suelen medir a lo largo de la traza de las mismas.

La resistencia al corte de las discontinuidades con unas aperturas muy pequeñas apenas depende de la separación entre los labios y disminuye notablemente cuando hay agua en ellas, ya que la presión de ésta puede reducir las tensiones efectivas normales en la discontinuidad. Para describir la apertura de las discontinuidades se puede emplear la terminología recomendada por la SIMR (Brown, 1981), y que se presenta en la Tabla 6.10.

Tabla 6.10. Terminología de apertura recomendada por la SIMR (Brown, 1981).

APERTURA	DESCRIPCIÓN	ASPECTO
<0,1 mm	Muy cerrada	Aspecto cerrado
0,1-0,25 mm	Cerrada	
0,25-0,5 mm	Parcialmente abierta	
0,5-2,5 mm	Abierta	Aspecto de hendidura
2,5-10 mm	Moderadamente ancha	
>10 mm	Ancha	
1-10 cm	Muy ancha	Aspecto abierto
10-100 cm	Extremadamente ancha	
>1 m	Cavernosa	

6.5.7. Relleno

Se denomina relleno de una discontinuidad al material que ocupa el espacio entre sus labios, por ejemplo: calcita, fluorita, limo, etc. Normalmente el espesor de relleno es igual a la distancia perpendicular entre los labios. Es conveniente medir los espesores máximo y mínimo y estimar, a partir de ellos, el espesor medio (Véase Figura 6.23). Si la diferencia entre los espesores máximo y mínimo es grande, puede ser debido a que la discontinuidad ha experimentado desplazamientos cortantes.

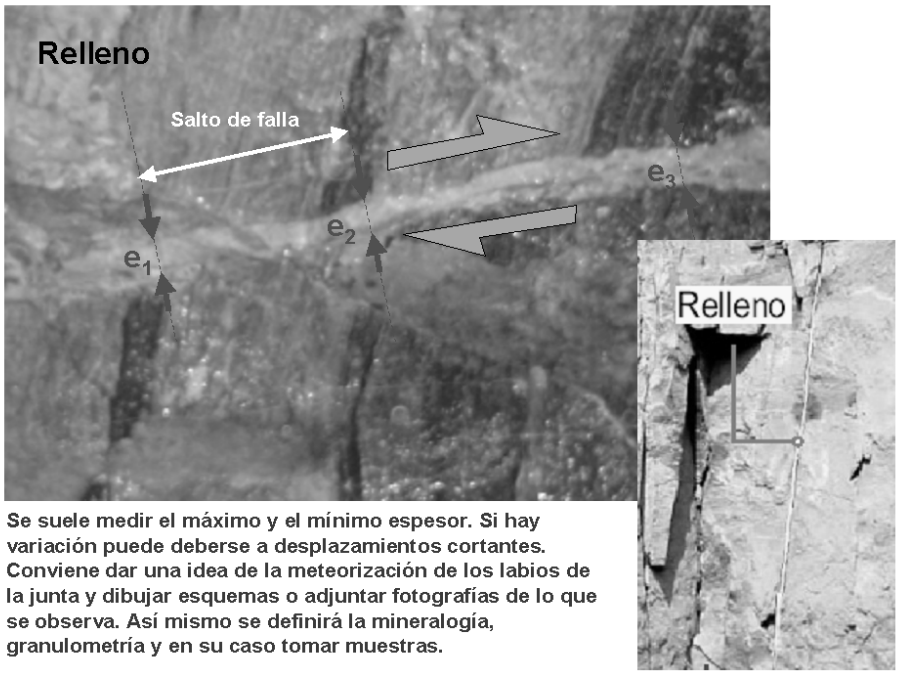


Figura 6.23. Medición y análisis de rellenos. Fotografía y esquema: autores y David Córdova.

El comportamiento mecánico de las discontinuidades depende en gran medida de las características del relleno, las más importantes de las cuales son:

- Espesor.
- Mineralogía.
- Granulometría.
- Relación de sobreconsolidación.
- Humedad y permeabilidad.
- Desplazamientos cortantes previos.

Al realizar la cartografía geotécnica hay que observar en las discontinuidades los anteriores factores. Se deben hacer esquemas y fotografías de los rellenos. En la Figura 6.24 se muestran ejemplos de esquemas de discontinuidades rellenas.

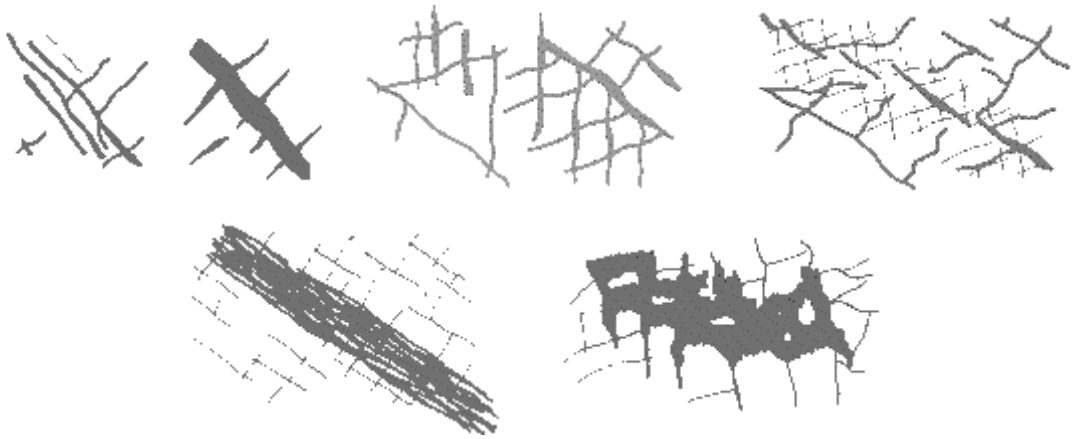


Figura 6.24 Ejemplos de esquemas de discontinuidades rellenas.

Para estimar la resistencia al corte de una discontinuidad es importante estudiar, caso de existir, las características de la fracción arcillosa del relleno, sobre todo si se trata de arcillas expansivas. Además, es conveniente determinar si ha existido desplazamiento cortante previo de la discontinuidad, puesto que la resistencia residual al corte de la arcilla es menor que la resistencia de pico.

6.6. Agua en las discontinuidades

Generalmente, la circulación de agua en los macizos rocosos se realiza a lo largo de las discontinuidades (permeabilidad secundaria), excepto en las rocas sedimentarias con un alto índice de poros, en las cuales el agua circula por la propia roca (permeabilidad primaria). Esta permeabilidad necesita que los estratos permeables conecten unos con otros, frecuentemente a través de discontinuidades. La permeabilidad secundaria es más propia de los macizos de rocas ígneas y metamórficas. Por lo que se acaba de exponer, la permeabilidad en los macizos rocosos suele ser muy anisotrópica.

Figura 6.25. Discontinuidad sub-horizontal en granito con claras muestras de goteo. Foto: autores.

Conviene describir la circulación de aguas en juntas y familias y adjuntar fecha de toma de datos y datos meteorológicos. Se suelen además clasificar las siguientes posibilidades de descripción de la junta: impermeable (serían discontinuidades cerradas), secas (abiertas o rellenas sin agua), húmeda (abiertas o rellenas con muestras de humedad), goteo (véase por ejemplo la discontinuidad de la Figura 6.25) y fluencia, cuando el agua fluye como su de un manantial se tratara.

En las Tablas 6.11 y 6.12 se presentan unas escalas descriptivas, propuestas por la SIMR (Brown, 1981), que permiten evaluar el grado de filtración en una discontinuidad:

Tabla 6.11. Grado de filtración de una discontinuidad sin relleno.

Discontinuidades sin relleno	
Grado de filtración	**Descripción**
I	La discontinuidad está muy cerrada y seca. El flujo de agua por la misma no parece posible.
II	La discontinuidad está seca y no hay evidencia de flujo de agua.
III	La discontinuidad está seca, pero muestra evidencias de flujo de agua, por ejemplo, manchas de roña, etc.
IV	La discontinuidad está húmeda, pero no se observa circulación de agua.
V	La discontinuidad muestra filtraciones de agua, gotas de agua ocasionales, pero no flujo continuo.
VI	La discontinuidad muestra un flujo continuo de agua. (Hay que estimar el caudal en litros/minuto y describir la presión, por ejemplo: baja, media o alta).

Tabla 6.12. Grado de filtración de una discontinuidad con relleno.

Discontinuidades con relleno	
Grado de filtración	**Descripción**
I	Los materiales de relleno están fuertemente consolidados y secos, parece muy improbable la aparición de un flujo debido a que la permeabilidad es muy baja.
II	Los materiales de relleno están húmedos, pero no circula agua.
III	Los materiales de relleno están húmedos, con gotas ocasionales de agua.
IV	Los materiales de relleno muestran signos de lavado, con flujo continuo de agua. (Se debe estimar el caudal en litros/minuto).
V	Los materiales de relleno están lavados localmente, y hay un considerable flujo de agua a lo largo de los canales de erosión. (Se debe estimar el caudal en litros/minuto y la presión: baja, media o alta).
VI	Los materiales de relleno están completamente erosionados por el agua, que circula a presiones muy elevadas, especialmente en los afloramientos. (Se debe estimar el caudal en litros/minuto y describir la presión).

6.7. Familias de discontinuidades

Una familia de discontinuidades está constituida por aquellas que tienen orientaciones similares y el mismo origen. Por ello las familias se pueden determinar, representando los polos de las discontinuidades observadas en el macizo rocosos en una red polar equiareal (por ejemplo mediante la plantilla de Schmidt, que se muestra arriba a la izquierda en la Figura 6.26 o utilizando programas ad-hoc como el programa DIPS de la compañía Rocscience), para obtener un diagrama de polos (arriba a la derecha en la Figura 6.26.), que se contornearán utilizando una plantilla de conteo equiareal (como por ejemplo la plantilla de Kalsbeek, abajo a la izquierda en la figura, o mediante el programa DIPS) para obtener la distribución de polos (en la Figura 6.26 abajo a la derecha) que representará todas las discontinuidades medidas en el macizo rocosos y donde se tratará de identificar y estimar las orientaciones medias de las familias tal y como se comenta a continuación.

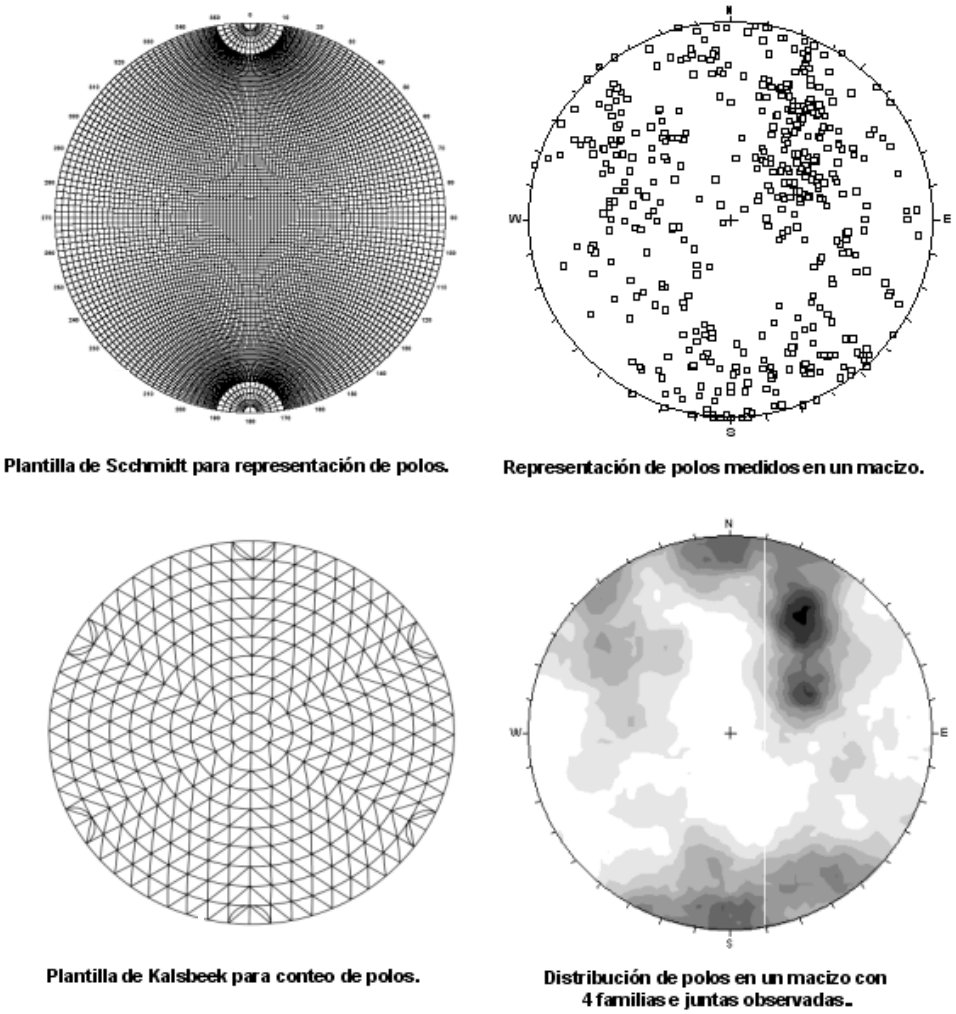
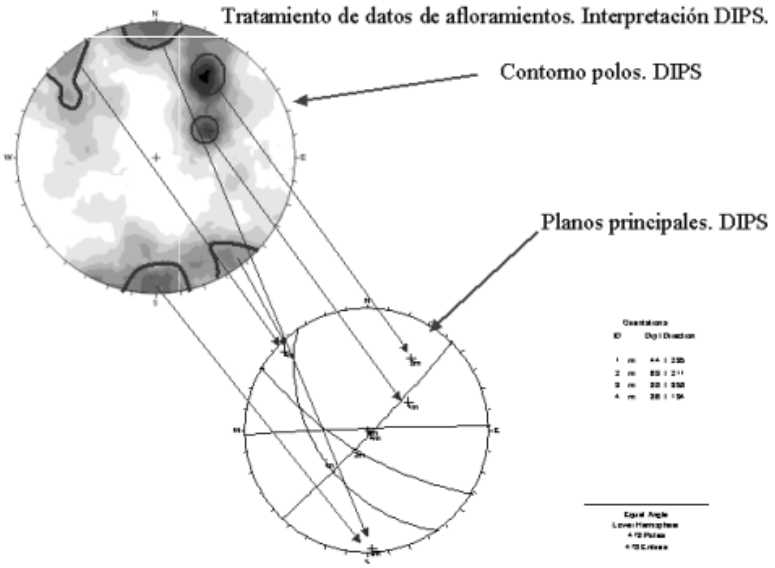


Figura 6.26. Plantilla de Schmidt para representación de polos (arriba izquierda), representación de los polos de juntas medias en un macizo rocoso determinado (arriba derecha), plantilla de conteo de Kalsbeek (abajo izquierda) y distribución de los polos medidos en un macizo rocoso mediante el programa DIPS (Rocscience, 2002) abajo a la derecha.



Familia	Dir. Buz.	Buz.	Continuidad		Espaciado	JRC	JCS	Meteorización	Agua
			Rumbo	Buz.					
J1	243	49	1-3 m	1-3 m	0.06 a 0.6 m	4-12	120-160	I-II	lig.hum
J2	215	65	1-3 m	1-10 m	0.06 a 2 m	4-8	80-120	I-II	lig.hum
J3	134	88	1-3 m	1-10 m	0.06 a 2 m	4-12	80-160	I-II	lig.hum
J4	003	88	0.5-10 m	1-20 m	0.06 a 2 m	4-8	80-160	I-II	lig.hum

Figura 6.27. Procedimiento de estimación de familias de discontinuidades para el caso de un macizo rocoso. Explicación en el texto.

Con esta representación de distribución de polos habrá que realizar manualmente la selección de las zonas de orientación correspondientes a cada familia (para lo cual se podrá utilizará el programa DIPS de Rocscience, 2002), y se obtendrán unos valores de dirección de buzamiento y buzamiento correspondientes a las orientaciones medias de cada familia (Figura 6.27).

Con los datos medios de orientación se reubicará cada discontinuidad sobre el censo original en su familia para obtener las propiedades promedio de cada una de las familias identificadas, y así se obtendrá una tabla con las orientaciones y valores promedio de los caracteres geomecánicos más importantes de las discontinuidades observadas en campo y clasificadas en familias o sistemas. (Figura 6.27).

Cuando las familias de discontinuidades no se identifican fácilmente en el campo ni en la red polar, se pueden delimitar mediante métodos estadísticos aplicados a la distribución de los polos.

El número de familias de discontinuidades existentes en un macizo rocoso define su comportamiento; determina el grado en que puede deformarse sin que se produzcan roturas en los materiales rocosos y prefigura la forma de rotura del macizo al realizar en él una voladura, por ejemplo. En la Figura 6.28 se muestran ejemplos esquemáticos y reales de macizos con una y tres familias de discontinuidades respectivamente.

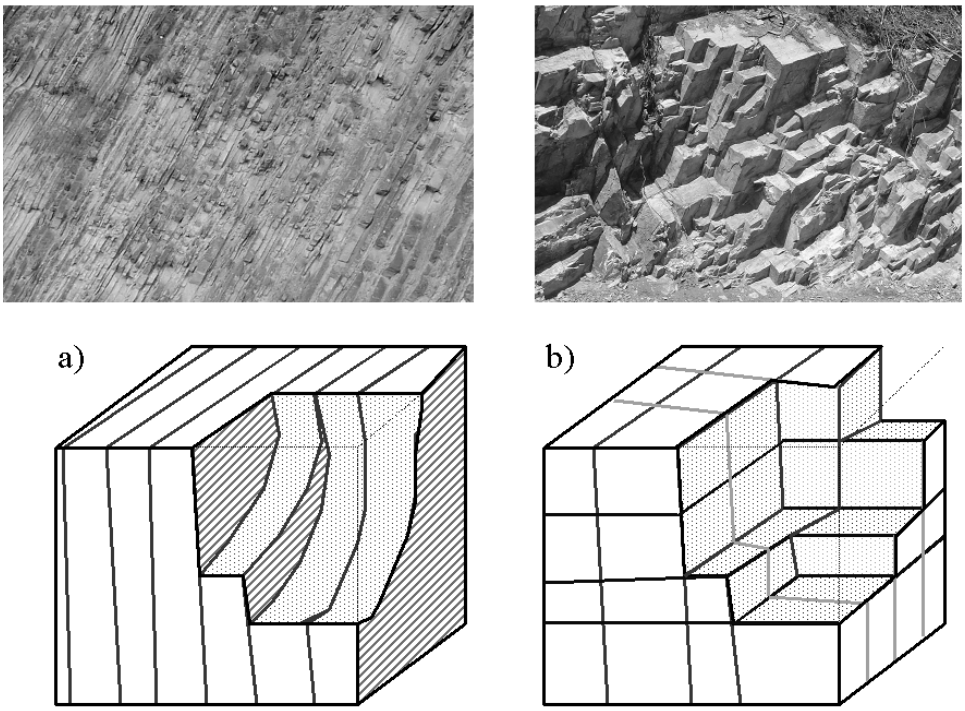


Figura 6.28. Esquema y fotografías de un macizo con a) una sola familia de discontinuidades y b) con tres familias de discontinuidades. Fotos: autores.

La numeración de las familias para su identificación se debe hacer empezando por las más sistemáticas y persistentes o por las que mayores problemas de estabilidad que pueden producir.

6.8. Tamaño de los bloques

El tamaño de los bloques es un indicador muy importante de la calidad de un macizo rocoso. Viene determinado por el número de familias, el espaciado de las discontinuidades y su tamaño.

El tamaño de los bloques juntamente con la resistencia al corte de las discontinuidades y de la roca determina el comportamiento mecánico del macizo rocoso. Los macizos rocosos compuestos por grandes bloques tienden a ser poco deformables, mientras que si el tamaño de éstos es suficientemente pequeño pueden llegar a fluir, en casos excepcionales.

El tamaño de los bloques se puede expresar mediante el índice de tamaño (I_b) o mediante el índice volumétrico de discontinuidades (J_v).

En macizos rocosos sedimentarios los bloques que se forman suelen ser cúbicos o prismáticos y estar formados por los planos de estratificación más dos familias de juntas perpendiculares a la estratificación y perpendiculares también entre sí. En tales casos I_b se puede definir como:

$$I_b = \frac{S_1 + S_2 + S_3}{3} \quad (6.3)$$

donde,

S_1, S_2 y S_3 son los espaciados medios de las correspondientes familias de discontinuidades.

En estos casos puede estimarse seleccionando, a simple vista, una serie de bloques de tamaño medio (Figura 6.29).

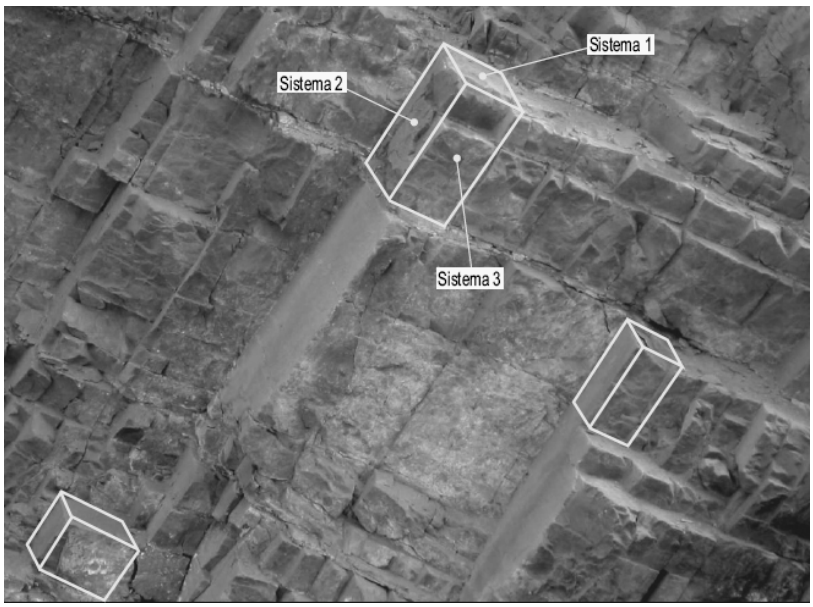


Figura 6.29. Representación espacial de los sistemas de discontinuidades para la estimación del índice de tamaño. Fotografía y montaje: David Córdova.

En los macizos rocosos no sedimentarios, en los que los bloques no suelen no ser tan regulares, el índice de tamaño se puede determinar seleccionando previamente, a simple vista, los bloques de tamaño medio. Cada dominio estructural se suele caracterizar por una I_b.

El índice volumétrico de discontinuidades, J_v, se define como la suma del número de discontinuidades por metro de cada una de las familias existentes. El cálculo de J_v se debe realizar a partir de los espaciados medios de las familias (Figura 6.30).

Existe una correlación entre J_v y el RQD (Palmstron, 2005):

$$RQD = 110 - 2{,}5\, J_v \quad (6.4)$$

el RQD tiene su valor máximo, es decir, 100 para J_v<4. Esta relación, se puede utilizar, aunque no es muy precisa, para estimar el RQD cuando no se dispone de testigos de sondeos.

Los siguientes términos descriptivos propuestos por la SIMR (Brown, 1981) permiten clasificar los bloques por tamaños según la Tabla 6.13. También se pueden clasificar los bloques según

su tamaño a partir de la longitud media de las aristas que los delimitan. En la Tabla 6.14. se presenta una escala de longitudes que se puede utilizar con dicho objetivo.

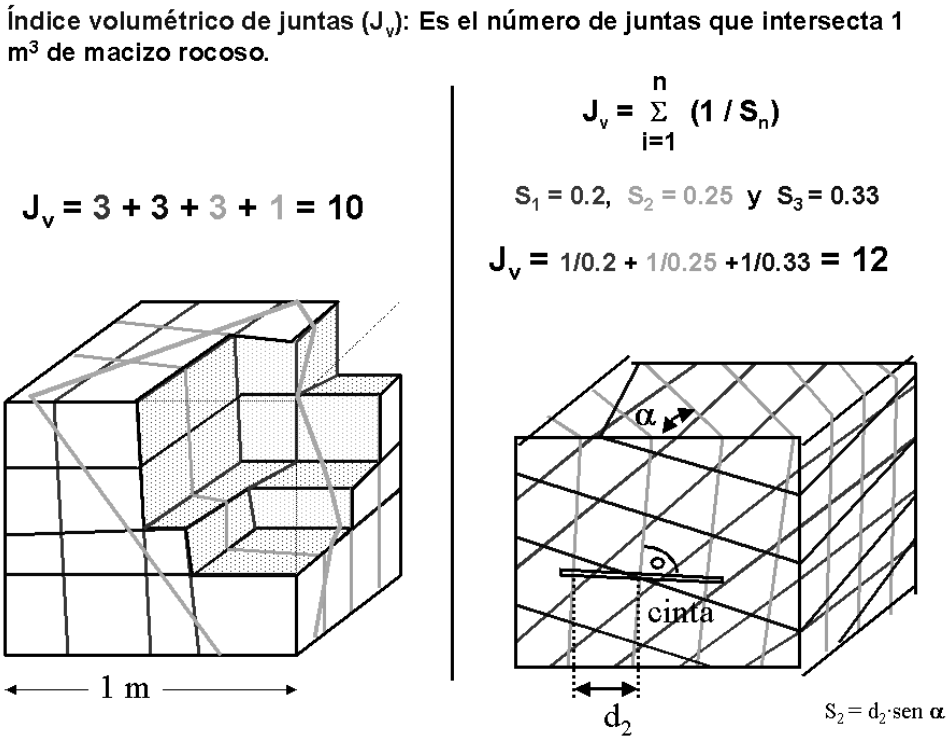


Figura 6.30. Estimación del índice J_v a partir de las discontinuidades de las distintas familias observadas sobre una muestra de macizo rocoso de un metro cúbico o a partir de los espaciados medios de las familias de las discontinuidades observadas, para lo cual conviene ir estimando una serie grande de espaciados en la dirección normal a cada una de las familias de juntas observadas in-situ.

Tabla 6.13. Clasificación por tamaños de los bloques de un macizo rocosos.

Descripción	J_v (juntas/m^3)
Bloques muy grandes	<1,0
Bloques grandes	1-3
Bloques medios	3-10
Bloques pequeños	10-30
Bloques muy pequeños	>30

Tabla 6.14. Clasificación del tamaño de los bloques de un macizo rocoso según la longitud media de su arista.

Término	Longitud media de las aristas, mm
Muy grande	>2000
Grande	600-2000
Medio	200-600
Pequeño	60-200
Muy pequeño	<60

Los bloques presentes en los macizos rocosos se pueden describir (Matula, 1981) utilizando la siguiente terminología:

- Bloques poliédricos. Se forman en presencia de discontinuidades irregulares. El tamaño y la forma de los bloques varían ampliamente (Figura 6.31a).
- Bloques tabulares. Se forman cuando existe un conjunto dominante de discontinuidades paralelas, por ejemplo, planos de estratificación, y juntas discontinuas. El espesor de los bloques es mucho menor que su longitud y su anchura (Figura 6.31b).
- Bloques prismáticos. Aparecen cuando existen dos conjuntos dominantes de discontinuidades, aproximadamente ortogonales, y un tercer conjunto irregular. El espesor del bloque es menor que su longitud y anchura (Figura 6.31c).
- Bloques cúbicos. Este tipo de bloque se da cuando se presentan tres conjuntos dominantes de discontinuidades, aproximadamente ortogonales, con juntas irregulares ocasionales (Figura 6.31d).
- Bloques romboédricos. Estos bloques aparecen cuando existen tres o más conjuntos de discontinuidades oblicuas dominantes que dan lugar a bloques equidimensionales (Figura 6.31e).
- Bloques columnares. Se observan cuando hay varias juntas, continuas, paralelas, cruzadas por otras de forma irregular. Su longitud es mayor que el resto de las dimensiones (Figura 6.31f).

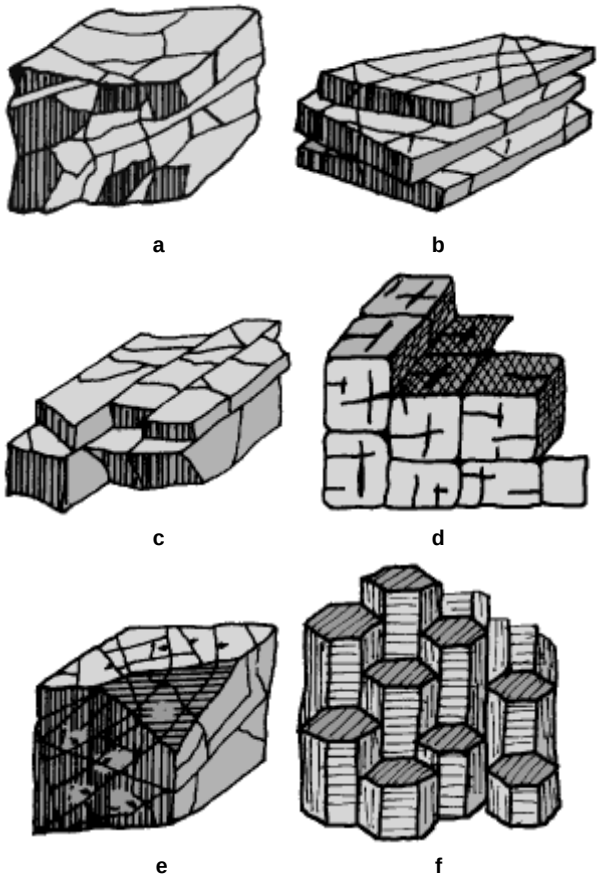


Figura 6.31 Esquemas de tipos de bloques. Matula (1981)

6.9. Toma de datos en campo

El principal objetivo de la realización de un estudio geotécnico en el ámbito de la mecánica de rocas consiste en conocer la estructura y atributos de los macizos rocosos relacionados con un trabajo de ingeniería. El ingeniero debe conocer la limitaciones intrínsecas de un estudio geotécnico. Las incertidumbres del terreno deben ser resueltas con la adecuada flexibilidad y sensibilidad para realizar diseños constructivos que eviten consecuencias costosas debido a "sorpresas geológicas". Al final las predicciones son comprobadas por la realidad del terreno. (Galera, 1994).En el ámbito de la ingeniería civil, los medios económicos con los que se cuenta para la realización de un estudio geotécnico son en torno al 1% del coste total de ejecución de la obra(entre el 0,5 y el 2 %). De dicha cantidad la mitad se suele ir en la realización de sondeos absolutamente necesarios para conocer el terreno en profundidad. Su elevado coste obliga a racionalizar su realización en tiempo y coste obteniendo de ellos la máxima información posible. (Galera, 1994).

Para abordar el modelo geológico y el modelo geotécnico del macizo rocoso involucrado se deben abordar los siguientes aspectos: geología: estratigrafía, estructural y geomorfología; litología: tipos, contactos y distribución; espesor y características del recubrimiento; estructura del macizo rocoso, parámetros resistentes y de deformación del macizo y posición y movilidad del agua. Los medios para abordarlos son: la investigación bibliográfica; la cartografía geológico-geotécnica y fotografía aérea existentes, los estudios hidrogeológicos, las clasificaciones geomecánicas, los levantamiento o censos de discontinuidades, las técnicas geofísicas, los sondeos y los ensayos in-situ y de laboratorio. Todas las actividades indicadas están relacionadas pudiéndose establecer las siguientes fases de investigación (Galera, 1994):

1) Trabajos de campo básicos o preliminares que condicionan la calidad y economía del resto de la campaña de investigación,
2) Prospecciones de campo,
3) Ensayos de laboratorio y
4) Interpretación y elaboración del modelo (trabajo de gabinete).

Para abarcar todos estos aspectos a través de los medios considerados conviene planificar el estudio de manera que un esquema razonable para la realización de un estudio geotécnico de una gran obra (mina subterránea, túnel carretero o ferroviario) es el que se presenta en la Figura 6.32. (Galera, 1994).

La primera tarea que hay que realizar cuando se desea llevar a cabo un estudio geotécnico consiste en analizar la información geológica publicada a nivel regional, para lo cual se utilizaran en España la infraestructura de cartografía geológica del ITGE a escala 1:50.000. Piénsese que para estudiar por ejemplo una zona de un kilómetro cuadrado, esto equivale a 0,25 cm^2 en la hoja geológica, por lo que será siempre necesario contar con una cartografía de detalle a escala grande (entre 1:500 a 1:2000), que se realizará con la ayuda de la fotografía aérea y mediante reconocimientos de campo. No obstante la cartografía geológica si que informa sobre los tipos de rocas que aparecen en la zona, estratigrafía y aspectos estructurales generales de la zona de interés

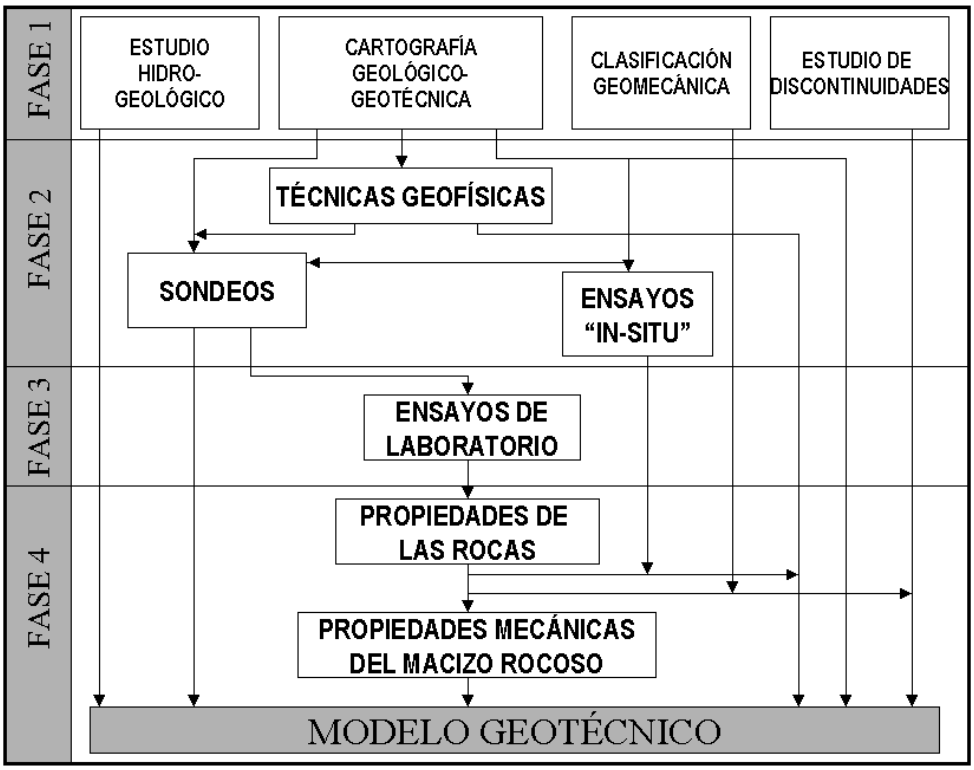


Figura 6.32. Esquema razonable para la realización de un estudio geotécnico. Según Galera (1994).

A continuación, se debe de hacer un estudio de los afloramientos de roca presentes en el terreno, que resultan fáciles de identificar tanto ellos como sus accesos mediante fotografía aérea. Además esta fotografía informa sobre geomorfología y recubrimientos, estructura de plegamiento y fracturación, reconocimiento de litologías. Si esta información no fuera suficiente habría que proceder, siempre que el espesor de suelo fuera pequeño, inferior a unos 4 m, a la apertura de zanjas o calicatas. Finalmente, en caso necesario, habrá que proceder a sondear el terreno.

Mediante los métodos de observación anteriormente indicados se tiene acceso directo a la roca, pero en muchos casos es conveniente complementar esta información con la que se puede obtener por métodos geofísicos, los cuales permiten estudiar los macizos rocosos de forma indirecta pero en amplias extensiones.

6.9.1. Geología regional

Las características geotécnicas de un macizo rocoso determinado son producto de la historia geológica de la región en que se encuentra. Los tipos de rocas, fallas, pliegues y juntas en las áreas relativamente pequeñas en la que se implantan las obras de ingeniería, forman parte de un conjunto mayor en el que se refleja el proceso geológico a gran escala al que estuvo sometida la región. A veces puede ser necesario conocer dicho proceso, ya que de él se pueden deducir ciertas tendencias estructurales que pueden pasar inadvertidas si solamente se tiene en cuenta la información detallada obtenida en el macizo rocoso a nivel local.

Las fotografías aéreas pueden proporcionar una información muy útil sobre las características geológicas de la zona a estudiar. Las fallas y otras discontinuidades lineales de primer orden son normalmente muy fáciles de identificar en las fotos aéreas, pero es necesario ser un buen especialista para localizar e interpretar algunos rasgos del terreno. El examen estereoscópico de pares de fotografías aéreas suele ser especialmente útil en zonas donde existe un relieve topográfico importante, ya que puede permitir localizar antiguos deslizamientos u otros fenómenos geotécnicos importantes.

6.9.2. Observación de afloramientos

En una primera etapa del estudio de una excavación subterránea o a cielo abierto, normalmente no se tiene acceso al macizo rocoso en profundidad. En este caso se deben utilizar los afloramientos en superficie para obtener la máxima información sobre los tipos litológicos y las características estructurales del macizo rocoso. Habitualmente, los lechos de los ríos son una fuente importante de información porque contienen gran cantidad de afloramientos, particularmente cuando la corriente ha erosionado el terreno superficial y ha dejado la masa rocosa al descubierto. Cuando el área de macizo rocoso que aflora en superficie es limitada, o cuando los afloramientos accesibles están intensamente alterados por la meteorización, puede ser recomendable proceder a la excavación de trincheras o pozos.

Además de para la identificación de los tipos de roca, los estudios de los afloramientos son útiles para conocer el buzamiento y el rumbo de las discontinuidades estructurales, tales como: planos de estratificación, fallas y juntas. Se puede ahorrar mucho tiempo y energía si estas medidas se efectúan con los instrumentos específicamente diseñados para ello.

El equipo básico que hay que utilizar en el campo debe de incluir lo siguiente:

- Brújula geológica.
- Cinta métrica de 10 m de longitud mínima.
- Regla plegable de 2 m de longitud graduada en milímetros.
- Spray de pintura.
- Bolsas de plástico para el almacenamiento de muestras de uno o dos kilos de roca o suelo.
- Martillo de geólogo.
- Cuchillo.
- Cámara fotográfica.
- Martillo de Schmidt tipo L.
- Tabla de JRC.

En la Tabla 6.14 se presenta a manera de ejemplo un impreso de toma de datos en afloramientos.

Tabla 6.14.

TOMA DE DATOS EN AFLORAMIENTOS

Punto de observación	Tipo de plano	Orientación		Continuidad					Espaciado							Superficie		Relleno		Meteorización de la roca	Meteorización labios discont	Circulación de agua	Resistencia de la roca
		Acimut	Buzam	Según rumbo / Según buzamiento												Escala métrica	JRC	Tipo	Espesor				
				< 1 m	1-3	3-10	10-20	> 20m	< 2 cm	2-6	6-20	20-60	60-2m	2-6m	> 6m								
1	Falla	210	60																				

Cuando el recubrimiento de suelos sobre el macizo rocoso es de poco espesor, se puede acceder a éste mediante zanjas o calicatas. En la Tabla 6.15 se presenta un impreso para el registro de calicatas.

Tabla 6.15. Registro de calicatas

	Profundidad	Símbolo gráfico de la litología	Meteorización	Estructura geológica

6.9.3. Toma de datos en profundidad

Normalmente, la información que se puede recoger en superficie no es suficiente para elaborar el modelo geológico del macizo rocoso donde se va a implantar la excavación objeto de estudio, por lo que es necesario complementarla mediante los datos tomados en profundidad. Esta toma de datos se puede realizar mediante sondeos, galerías y métodos geofísicos.

6.9.3.1. Toma de datos en galerías

La toma de datos en galerías se puede efectuar de forma análoga a la explicada para los afloramientos en superficie si bien existen las diferencias que se exponen a continuación:

- Orientación de las discontinuidades. Cuando la roca es muy magnética la brújula puede sufrir interferencias; esto mismo puede suceder por la presencia de entibación metálica, tubos de hierro, raíles, etc. En estos casos, en lugar de la brújula se debe utilizar una clino-regla o un transportador de ángulos para medir la orientación de las discontinuidades. Se coloca una cinta métrica paralela a los hastiales del túnel y se orienta convenientemente. A continuación se coloca la clino-regla con uno de sus lados paralelo a la cinta y se mide con ella la dirección de las discontinuidades respecto de la cinta.
- Persistencia. Dadas las pequeñas dimensiones que tienen, en general, las galerías de reconocimiento puede resultar imposible medir las longitudes de las discontinuidades según su rumbo y buzamiento, por este motivo para obtener esta información hay que aprovechar los huecos más grandes existentes en el subterráneo, como las zonas de intersección de túneles, etc.

- Apertura. Los túneles perforados por medios mecánicos, como tuneladoras o máquinas de ataque puntual, o los realizados con voladuras de precorte, permiten obtener una información más fidedigna sobre las aperturas de las discontinuidades que los efectuados mediante voladuras normales, ya que éstas producen una separación de los labios de las discontinuidades como consecuencia, principalmente, de las expansión de los gases generados por el explosivo.
- Afluencia de agua. Los túneles actúan muchas veces como drenaje de los macizos rocosos (véase Figura 6.33), por lo que suele ser muy útil describir el caudal recogido en el túnel, para lo cual conviene dividir éste en secciones, correspondiendo cada una de ellas a una región estructural distinta de las atravesadas por el túnel. Esta labor se debe realizar rápidamente después de excavado el túnel, ya que los acuíferos se pueden vaciar en poco tiempo. La circulación de agua en las galerías se puede describir, siguiendo las indicaciones de la SIMR (Brown, 1981), conforme se indica en la Tabla 6.16.

Tabla 6.16. Afluencia de agua en galerías.

Afluencia de agua en galería	
Grado de filtración	**Descripción**
I	Paredes y bóveda secas, no se detectan filtraciones.
II	Pequeña filtración, determinadas discontinuidades presentan un goteo de agua.
III	Afluencia media, determinadas discontinuidades presentan un caudal continuo (se estima el caudal en litros/minuto/10 metros de túnel).
IV	Gran afluencia, determinadas discontinuidades presentan un caudal continuo (se estima el caudal en litros/minuto/10 metros de túnel)
V	Afluencia excepcionalmente elevada, determinadas fuentes tienen caudales extraordinarios (se estima el caudal en litros/minuto/10 metros de túnel)

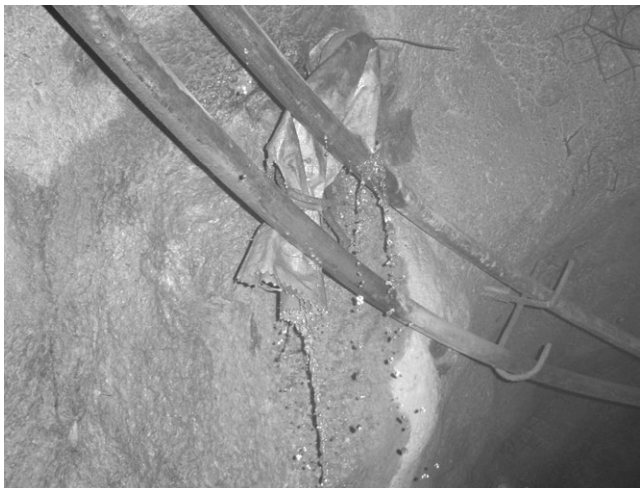


Figura 6.33. Manantial de agua con un flujo de 5 litros por minuto en una galería minera en la mina Yauliyacu (Perú). Foto: autores.

6.9.3.2. Toma de datos en sondeos

La forma habitual de obtener información sobre el macizo rocoso en profundidad en los estudios de estabilidad de taludes es mediante sondeos.

Para obtener testigos del macizo rocoso de buena calidad conviene que el sondeo se realice con corona de diamantes. Es aconsejable que la sonda sea de empuje hidráulico ya que permite ajustar la presión de la corona de perforación en el fondo del sondeo a la dureza de la roca que se está perforando. Las zonas meteorizadas o fracturadas se deben de atravesar rápidamente para evitar que sean erosionadas por el agua de perforación. Se puede mejorar la calidad del testigo obtenido del sondeo utilizando baterías dobles o triples en lugar de sencillas. También es importante disponer de una amplia serie de velocidades de rotación, para poder ajustar este parámetro de la roca que se está perforando y al tipo de corona.

El propósito de la perforación geotécnica es obtener una muestra completa del macizo rocoso en un estado lo más próximo posible al original. Esto sólo se puede conseguir si el testigo pasa sin alterarse al interior de un tubo fijo contenido en la batería (un tubo que no gira al girar el tubo exterior al que está unida la corona). Además de describir detalladamente el testigo conviene inspeccionar el agujero del sondeo mediante algún medio de observación, por ejemplo, periscopio, cámara de televisión, cámara de ultrasonidos, etc.

Antes de realizar las observaciones en el testigo se debe proceder a lavarlo; sin embargo, cuando existen discontinuidades con relleno o se trata de rocas arcillosas alterables con la humedad no se debe lavar el testigo. Previamente a hacer observaciones detalladas en los testigos, se deben contemplar en su conjunto para determinar los dominios estructurales que se han atravesado y sus características geológicas. Se debe medir y anotar el testigo total recuperado, que se define como la suma de las longitudes de todos los trozos de testigo recuperados expresada en tanto por ciento de la longitud total perforada. La recuperación que se consigue en un macizo rocoso de poca calidad depende mucho del equipo de perforación y de la habilidad del sondista. Es importante que el sondista anote cuidadosamente la profundidad del comienzo y del final de cada maniobra de perforación. Los tramos donde se ha perdido el testigo se deben sustituir por piezas de madera, al ser colocado éste en la caja.

Se denomina frecuencia de fracturación al número de discontinuidades naturales que intersectan una determinada longitud de testigo. En este cómputo se deben descontar las fracturas producidas por el manejo poco cuidadoso del testigo o en la perforación. El RQD (Rock Quality Designation) es un factor de recuperación modificado. Para obternerlo se anotan todos los trozos de testigo de longitud superior a 10 cm y se expresan como porcentaje de la longitud total perforada. Si se rompe el testigo durante el manejo o en el proceso de perforación, o sea si existen fracturas frescas, se colocan juntos los trozos rotos y se ignora la existencia de dichas fracturas. Cuando el material perforado es más débil que la roca encajante, tal como salbanda arcillosa sobreconsolidada, no se considera para el cómputo del RQD, incluso si tiene más de 10 cm de longitud. Las longitudes de los trozos de testigo se deben medir a lo largo de su eje, por lo que las discontinuidades paralelas a éste no disminuyen los valores del RQD. Se deben anotar separadamente los valores de RQD en cada estrato individual, dominio estructural, zona débil, etc., con lo que se puede obtener una

información precisa de la situación y espesor de los tramos con valores pequeños o nulos del RQD.

Al realizar el registro del sondeo hay que anotar los aspectos que se describen a continuación:

- Orientación de las discontinuidades. La orientación e inclinación de las discontinuidades estructurales de un macizo rocoso son factores extremadamente importantes a la hora de diseñar una excavación subterránea o a cielo abierto. Por tanto, la orientación del testigo es muy importante. La inclinación aparente de las discontinuidades que intersectan el testigo con respecto al eje del mismo, se puede medir mediante un transportador de ángulos. Si el sondeo es vertical, el complementario de estos ángulos representa el buzamiento verdadero de las discontinuidades, pero si no se orienta el testigo no es posible conocer la dirección del buzamiento. Si se realizan dos o tres sondeos en un macizo rocoso donde existen discontinuidades extensas reconocibles, como la estratificación o fallas, se puede deducir la dirección del buzamiento utilizando métodos gráficos.

- La inclinación en grados de la estratificación en las rocas sedimentarias y en las rocas metamórficas que conservan la estratificación se anota en la columna correspondiente. En las demás columnas se anotan las inclinaciones de los restantes planos de discontinuidad existentes en el testigo. La orientación de los planos de discontinuidad respecto a la estratificación se consigue orientando el testigo según unos ejes imaginarios (ver Figura 6.34), de forma tal que el rumbo de la estratificación coincida con la dirección AC de dichos ejes. Según este criterio el rumbo y buzamiento de la estratificación que se muestra en la Figura 6.34 sería AC-60º-D y la junta que se muestra en dicha figura tendría un rumbo BD y un buzamiento de 30º-C.

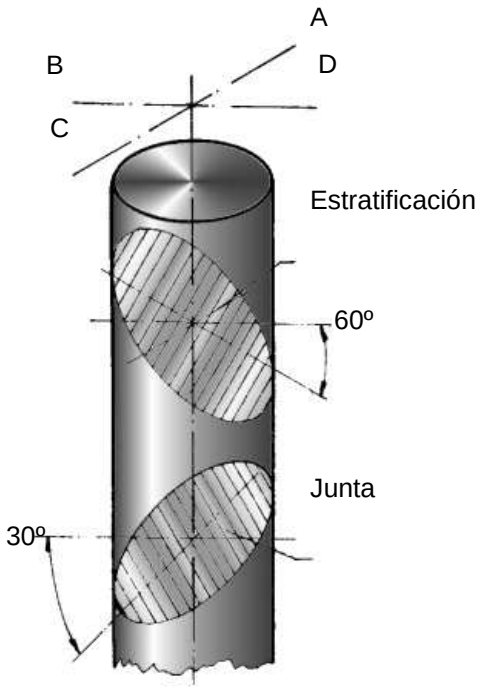


Figura 6.34. Orientación de un testigo de sondeo.

- En las rocas metamórficas no estratificadas y en las ígneas se pueden orientar las fracturas relativamente al plano de discontinuidad más frecuente y que, a su vez, tenga suficiente extensión y pueda identificarse en los afloramientos.

- Como se ha indicado anteriormente, por métodos gráficos se puede establecer la orientación e inclinación de los estratos o fallas cuando han sido atravesados por tres sondeos como mínimo, pero la orientación del testigo mediante un solo sondeo depende normalmente de la utilización de algún aparato de orientación durante la perforación o de una cámara de TV o de ultrasonidos una vez terminada ésta.

- Espaciado. El espaciado o frecuencia de las discontinuidades se puede conocer mediante el análisis del testigo y por técnicas de visualización del sondeo, como cámaras de TV, cámaras fotográficas, cámaras de ultrasonidos, etc. El espaciado S se puede estimar a partir de la longitud L medida a lo largo del eje del testigo entre discontinuidades naturales adyacentes de una misma familia y del ángulo θ de las discontinuidades con el eje del testigo. Así:

$$S = L \operatorname{sen} \theta \tag{6.5}$$

- Rugosidad. La rugosidad de los labios de una discontinuidad y la correspondiente resistencia al corte a escala real, no se pueden obtener de los datos proporcionados por un solo testigo, ya que la superficie intersectada no es suficientemente grande. Sin embargo, utilizando las escalas gráficas de rugosidad para 10 cm de tamaño (JRC), se puede clasificar la rugosidad de las discontinuidades cortadas por un sondeo.

- Resistencia de los labios de la discontinuidad. Sobre el testigo se pueden utilizar los procedimientos descritos para estimar en el campo la resistencia al corte una discontinuidad, es decir: grado de meteorización de los labios de la discontinuidad y rebote del martillo de Schmidt. Como el testigo proporciona una línea de muestreo dentro del macizo rocoso, permite observar directamente la penetración de la meteorización en las paredes de las discontinuidades.

- Apertura. Las aperturas de las discontinuidades intersectadas por sondeos se pueden estimar si se perfora con testigo continuo. Una discontinuidad se denomina abierta si las dos piezas de testigo que la delimitan no pueden acoplarse perfectamente a lo largo de la discontinuidad o si son visibles ciertos vacíos en ella. Una discontinuidad que aparece abierta en el testigo puede haber estado cerrada “in situ” y haberse perdido los materiales blandos de relleno durante la perforación. Se pueden utilizar cámaras de televisión, periscopios o cámaras de ultrasonidos para estudiar las aperturas de las discontinuidades en las paredes del sondeo.

- Relleno. Suele ser difícil recuperar los materiales de relleno de las discontinuidades cuando son blandos, a menos que se utilice un método de testificación de mucha calidad, por ejemplo, tubo triple. El material de relleno debe ser descrito con claridad haciendo referencia a su espesor, mineralogía y meteorización. Las dificultades que se presentan normalmente

para recuperar el relleno de las discontinuidades y la gran importancia que éste tiene en los estudios geotécnicos, justifican la utilización de sistemas especiales de recuperación y técnicas visuales de observación del sondeo. Cuando se estudia el relleno de una discontinuidad es necesario revisar cuidadosamente si los trozos de testigo a cada lado de la discontinuidad están correctamente acoplados o no; la falta de acoplamiento puede indicar pérdida de material de relleno, desplazamientos cortantes o trituración de los labios de la discontinuidad durante el proceso de perforación.

- Circulación de agua. Las observaciones realizadas en el sondeo pueden proporcionar información sobre los niveles freáticos. La presencia de óxidos de hierro en el testigo indica que la roca está situada sobre el nivel hidrostático medio; normalmente los óxidos de hierro aparecen con más intensidad en las zonas donde existe una variación del nivel hidrostático. Por supuesto los sondeos proporcionan un medio excelente para averiguar directamente la posición del nivel freático, mediante instrumentos de detección que se bajan por el interior del sondeo o instalando piezómetros en él. También se pueden observar los puntos de entrada de agua en el sondeo utilizando periscopios o cámaras de televisión.

- Número de familias de discontinuidades. La cantidad de familias de discontinuidades intersectadas por un sondeo depende de la orientación de éste con respecto a las familias existentes. La observación es más fácil cuando se diseñan los sondeos de modo que intersecten a las diferentes familias con ángulos adecuados.

Para anotar todos los datos descritos anteriormente no existe un formato único normalizado ya que los datos del macizo rocoso necesarios pueden variar de un proyecto a otro.

En los modelos de registro de sondeo se suele incluir las siguientes columnas: diámetro de la batería, diámetro de la tubería, pérdida de agua durante la perforación, profundidad en metros, símbolos gráficos, RQD, recuperación, descripción litológica, meteorización, fracturación, rumbo y buzamiento de las juntas y rugosidad, espesor y tipo de relleno.

En el encabezamiento de la hoja de registro se hacen constar los datos necesarios para identificar el sondeo y caracterizar el tipo de operación como son: sondista, sistema de perforación, ángulo con la horizontal, dirección, coordenadas, número de sondeo y fecha. También se recogen en este registro las medidas del nivel freático y las características del lugar donde está emplazada la sonda.

Ya que se gasta mucho dinero en la perforación y se intenta recuperar la mayor longitud posible de testigo, se deben almacenar éstos de forma que estén protegidos de la influencia de los factores atmosféricos y de modo que sea posible acceder a ellos sin gran esfuerzo físico.

TABLA 6.17.

REGISTRO DE SODEO

	Sondista				Coorden	X		Sondeo nº	
	Sistema de perforación					Y			
	Ángulo		Dirección			Z		Hoja de	

Superficie	Nivel freático					Empieza	Termina
	Fecha y hora					Hora	Hora
	Profundidad de la tubería					Fecha	Fecha

φ batería	φ tubería	Perdida de agua	Profundidad (m)	Símbolo gráfico	Recuperación (%)	Descripción	Meteorización					Fracturación nº / 30cm	Estructura												R.Q.D.				
													Buzamiento en grados									Rugosidad							
													Estr	Juntas									Esp.	Tipo					
		30 - 60					1	2	3	4	5			A	A-B	B	B-C	C	C-D	D	D-A				20	40	60	80	100

6.10. Presentación de la información geológica

Los mapas producidos como resultado de los estudios geológicos regionales se suelen presentar a una escala entre 1:100.000 y 1:10.000. Para recoger información más detallada, necesaria para el diseño de las obras de ingeniería, hay que realizar mapas y planos a una escala de alrededor de 1:1.000 o incluso 1:100. El tipo de información incluida en tales planos, juntamente con los registros y notas que les deben acompañar, deben ser tales que permitan realizar una clasificación geomecánica completa del macizo rocoso. Es importante que la información obtenida en el campo sea transferida a mapas, planos, etc., preferiblemente cada día, ya que así se pueden detectar anomalías mientras el acceso a los afloramientos es todavía fácil y corregir los errores que se hayan cometido. Es fundamental que los datos anotados en los mapas sean inteligibles para los ingenieros que trabajan en otros aspectos del proyecto. A continuación se dan algunas recomendaciones sobre la presentación de la información:

- Orientación de las discontinuidades. El método más sencillo de presentar los datos de orientación de las discontinuidades consiste en utilizar los símbolos de rumbo y buzamiento colocados en su adecuada situación sobre el plano geológico. El único problema que presenta este método es la limitación del espacio existente en el plano geológico para dibujar muchas discontinuidades. Se suelen utilizar líneas gruesas continuas para representar las discontinuidades visibles y líneas discontinuas para las discontinuidades que están cubiertas localmente.

  Otra forma de representar las discontinuidades es mediante bloques diagrama, que consisten en dibujos en perspectiva de la zona del estudio. Son interesantes cuando se quiere ver la relación entre la obra de ingeniería y la estructura rocosa (ver Figura 6.28). De esta forma, se pueden representar muchos tipos de obras, por ejemplo, emboquillado de túneles, taludes rocosos, etc.

  En el método de la roseta de juntas se pueden representar éstas de una manera cuantitativa. Las juntas se dibujan, utilizando un círculo graduado de 0 a 360º, mediante líneas radiales dispuestas en intervalos de 10º. El número de juntas cuyo rumbo está comprendido en un intervalo se representan a lo largo del radio utilizando círculos concéntricos (Ver Figura 6.35). El buzamiento de las discontinuidades no se puede representar en el interior de la roseta por lo que se coloca en el exterior del círculo.

  La forma más habitual de representar los planos de discontinuidad por su orientación es mediante la proyección hemisférica equiareal, o sea, que conserva las áreas, utilizando la red de Lambert o de Schmidt. Una vez representados mediante dicha proyección los polos de los planos, se pueden trazar sobre la red líneas de igual número de polos contenidos (ver Figura 6.36). Esta es la mejor forma de localizar el polo medio de cada familia y definir el número de ellas existentes en el macizo rocoso.

  Una fuente de errores frecuente en el estudio de juntas es la inclusión en el mismo conjunto de polos de diferentes dominios estructurales. Es muy importante anotar en la red de proyección estereográfica solamente aquellos polos del mismo dominio estructural. La segunda fuente de error más frecuente está relacionada con el ángulo que forma la

dirección del plano de la discontinuidad que se pretende registrar con la orientación de la superficie de medida. Por ejemplo, si se registran los datos en una trinchera de reconocimiento, no se podrá detectar una discontinuidad de gran tamaño paralela a la trinchera. Este error se puede corregir mediante una regla propuesta por Terzaghi consistente en ponderar las medidas de las juntas a favor de aquellas más paralelas a la dirección del afloramiento en el que se realizan las medidas. Una solución mejor es llevar a cabo el registro de las discontinuidades en distintas direcciones.

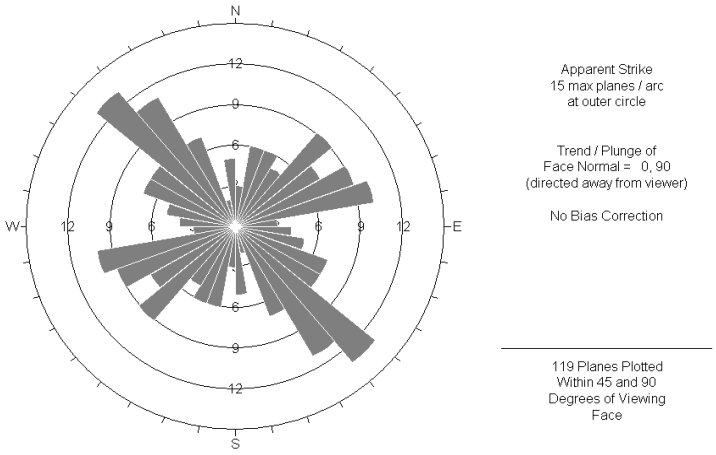


Figura 6.35. Roseta de juntas. Realizada con el programa DIPS.

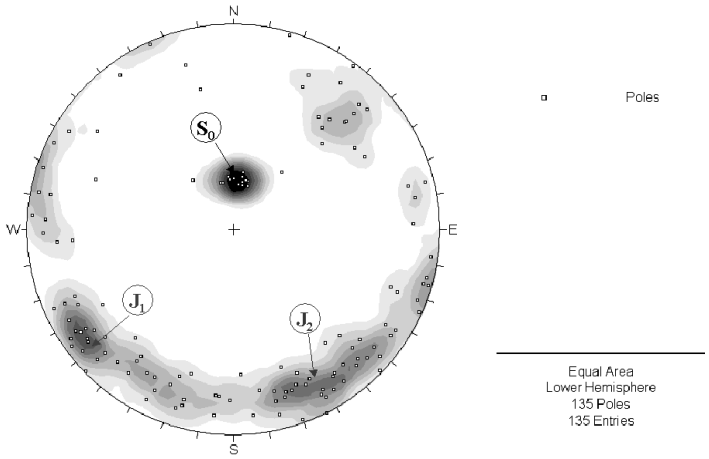


Figura 6.36 Representación de polos de discontinuidades sobre la red de Schmidt, realizada con el programa DIPS (Rocscience, 2002).

- Tamaño de las discontinuidades. A la hora de representar el tamaño de las discontinuidades, es útil disponer de información sobre el tipo de terminación de ellas. Las discontinuidades que se extienden fuera del afloramiento (x) deben distinguirse de aquellas que visiblemente terminan en roca en el afloramiento (r) y de aquellas que terminan contra otras discontinuidades (d). Una familia de discontinuidades con un gran número de terminaciones (x) suele ser más continua que otra que tiene muchas terminaciones (d). Una familia de discontinuidades de pequeño tamaño tendrá muchas terminaciones de tipo (r).

Por lo tanto a la hora de anotar las discontinuidades en el plano geológico, se debe hacer constar la longitud en metros de la discontinuidad seguida de las letras (x), (r) o (d); por ejemplo, 8 (dx) es una discontinuidad de 8 metros de longitud con una terminación contra otra discontinuidad y la otra terminación invisible porque se extiende más allá del afloramiento. Donde los afloramientos son suficientemente grandes y numerosos, la información obtenida permite dibujar histogramas de frecuencia con las longitudes de las trazas de los planos de las discontinuidades para cada familia.

- Rugosidad de las discontinuidades. Se representa mediante perfiles lineales que se obtienen a partir de las coordenadas de la superficie de la discontinuidad; se suelen dibujar los perfiles correspondientes a las rugosidades máxima, mínima y media de cada familia. Además de las gráficas conviene incluir fotografías de los labios de las discontinuidades correspondientes a dichas rugosidades. Se deben hacer histogramas con los valores del JRC obtenidos a partir de la tabla de Barton y Choubey (1977) y con los valores de los ángulos de ondulación.

- Apertura de las discontinuidades. Conviene realizar, para cada familia, de discontinuidades, un histograma de aperturas. En cada familia se debe anotar la apertura media. Las discontinuidades individuales que tienen aperturas notablemente mayores que el valor medio, se deben describir con precisión y fotografiar siempre que sea posible.

- Espaciado de las discontinuidades. Además de realizar histogramas de espaciados (véase Figura 6.37), el espaciado medio, máximo y mínimo de cada familia de discontinuidades debe ser anotado. Una escala de espaciados práctica es la recomendada por la SIMR (Brown, 1981), que se describió anteriormente.

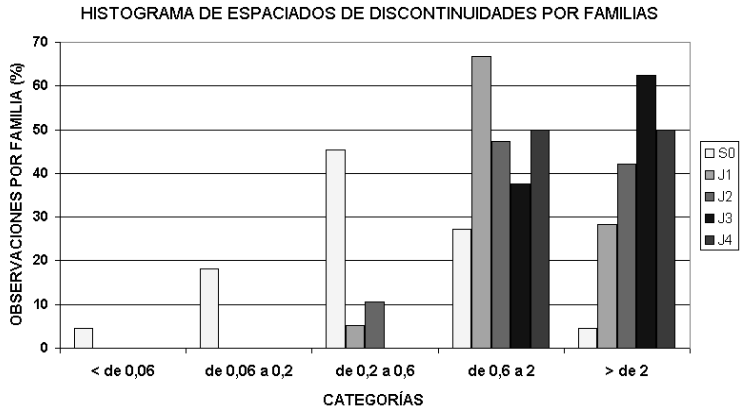


Figura 6.37. Representación del histograma de espaciados de las diferentes familias de discontinuidades de un macizo rocoso.

- Meteorización de las rocas. Se deben representar los grados de meteorización reconocibles en croquis simplificados y en secciones verticales del macizo rocoso, con una explicación suficientemente clara. También se debe describir la meteorización del material rocoso de los labios de las discontinuidades individuales importantes y de las familias de juntas.

- Relleno de las discontinuidades. El relleno de las discontinuidades se debe describir atendiendo a los aspectos que se hincan en la tabla 6.17.

Tabla 6.17. Descripción de los rellenos de discontinuidades.

Geometría	Espesor Rugosidad de los labios de la discontinuidad Esquemas de campo
Tipo de relleno	Mineralogía Tamaño de las partículas Grado de meteorización
Resistencia del relleno	Índice manual de resistencia (S1 a S6) Resistencia al corte Relación de sobreconsolidación Desplazado / no desplazado
Filtraciones de agua	

- Circulación de agua en el macizo rocoso. Conviene representar sobre un mapa el inventario de puntos de agua (véase Figura 6.39). Las barreras a la circulación de agua, tales como diques, discontinuidades rellenas de arcillas y estratos impermeables, se deben representar en los mapas geológicos y en las secciones verticales junto con los niveles hidrostáticos. También se debe representar la interacción mutua previsible entre el proyecto de ingeniería a realizar y el régimen hidráulico del macizo rocoso. Si hay suficiente información, se realizarán esquemas, como en el caso de los túneles, indicando los grados de infiltración en diferentes secciones longitudinales de la obra.

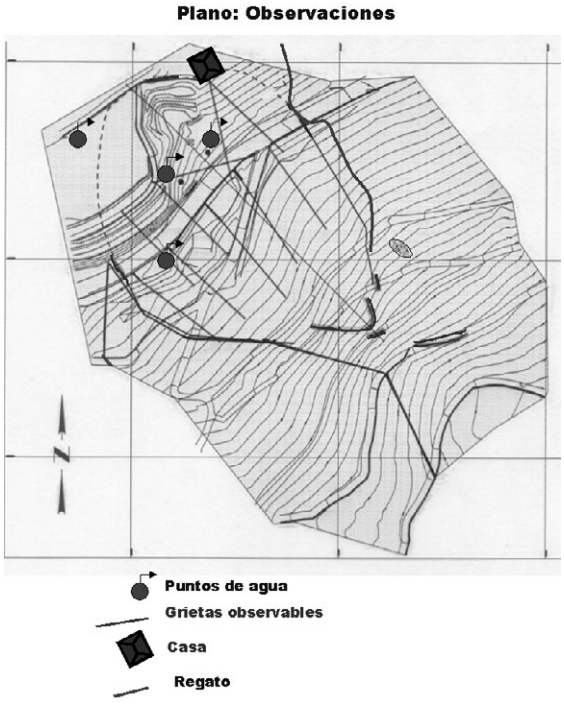


Figura 6.39. Plano de una ladera con la localización de los puntos de agua.

REFERENCIAS

Barton, N.; Lien, R., Lunde, J. *Engineering classification of rock masses for the design of tunnel support*. Rock Mechanics (b) 4, pp 189-236, 1974.

Barton, N., Choubey, V. *The shear strength of rock joints in theory and practice*. Rock Mechanics. (Springer-Verlag) 10, 1-54, 1977.

Barton, N. and Bakhtar, K. Description and modelling of rock joints for the hydro- thermal-mechanical design of nuclear waste vaults AECL, Canadá, TR-418, I and II, pp. 1-429, 1987.

Galera, J.M. (1994). Apuntes del curso de doctorado: "Caracterización geotécnica de los macizos rocosos. E.T.S.I. Minas de Madrid. U.P.M.

ISRM. Rock Characterization Testing and Monitoring. Brown, E.T. Pergamon Press, 1981.

Patton, F.D. and Deere, D.U. *Significant geologic factors in rock slope stability.* Proc. Symp. on Planning Open Pit Mines. Johannesburg 1970. Balkema, Amsterdam, pp. 143-151, 1971.

Palmstrom, A. *Characterizing the degree of jointing and rock mass quality (in Norwegian).* International Report. Ing. A.B. Berdel Mariesvei 30. 1322. Hovik, Oslo, 26 p. , 1975.

Palmstrom, A. Measurements of and correlations between block size and rock quality designation (RQD). Tunnelling and Underground Space Technology 20, pp.362-377, 2005.

ROCSCIENCE. Manual de usuario del programa DIPS. 2002.

7. LAS TENSIONES NATURALES

"Ut tensio, sic vis" (Tal es la tensión, así será la fuerza)

R. Hooke, 1660

7.1. Introducción

En cualquier excavación que se desee realizar, el macizo rocoso estará sometido a un estado tensional previo a la apertura del hueco. El estado tensional una vez realizada la excavación es el resultado del estado tensional inicial, más las tensiones inducidas por el hueco. Es, pues, evidente que es necesario un conocimiento del estado tensional natural para realizar un análisis de tensiones en una excavación subterránea o a cielo abierto.

El conocimiento más o menos exacto del estado tensional permitirá responder a cuestiones básicas como: ¿De qué efectos tensionales se debe proteger la obra que se va a realizar?, ¿En qué dirección va a tender a romperse la roca?, ¿Cuál sería la forma ideal del hueco minero?.... El conocimiento del estado tensional juega un papel importante a la hora de analizar la estabilidad de excavaciones a cielo abierto, túneles y pilares de minas, predecir estallidos de roca y golpes de techo, estudiar el flujo de líquidos en macizos rocosos, etc, además, el conocimiento del campo tensional adquiere cada día mayor valor en el ámbito del petróleo (adecuada gestión de la producción y ubicación de pozos inyectores y productores) y de la geología aplicada (predicción de sismos, tectónica, vulcanología y glaciología).

Existen muchos casos en los que la relevancia del estado tensional es fundamental para el diseño de los huecos en cuestión. Por ejemplo en la Fig. 7.1. se trata del diseño del sostenimiento de una galería, que depende del campo de tensiones en la zona donde se excave.

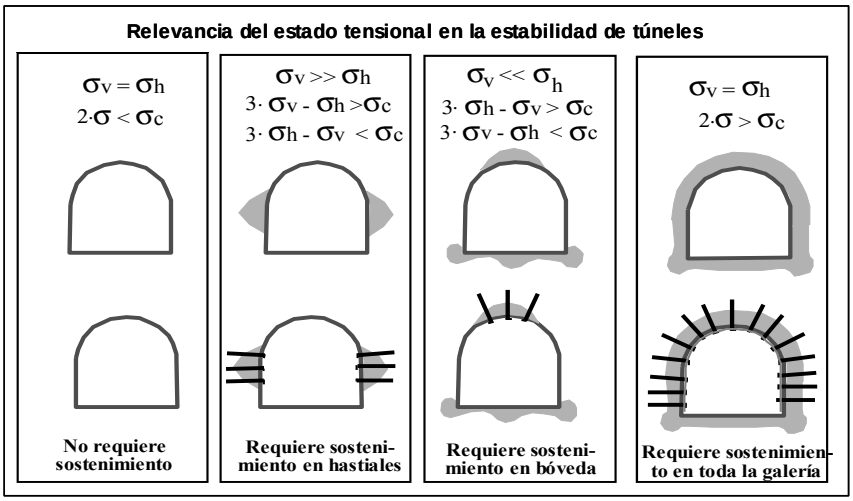


Figura 7.1. Relevancia del campo tensional en el diseño del sostenimiento de una galería.

Otros ejemplos bastante significativos en el ámbito minero de la influencia del campo tensional sobre el diseño se dan en las cámaras de canteras subterráneas de caliza y en el análisis de la estabilidad de cortas profundas (Fig. 7.2.). En todos estos casos el campo tensional juega un papel clave en la estabilidad por lo que será necesario tener una estimación del valor que puede tener.

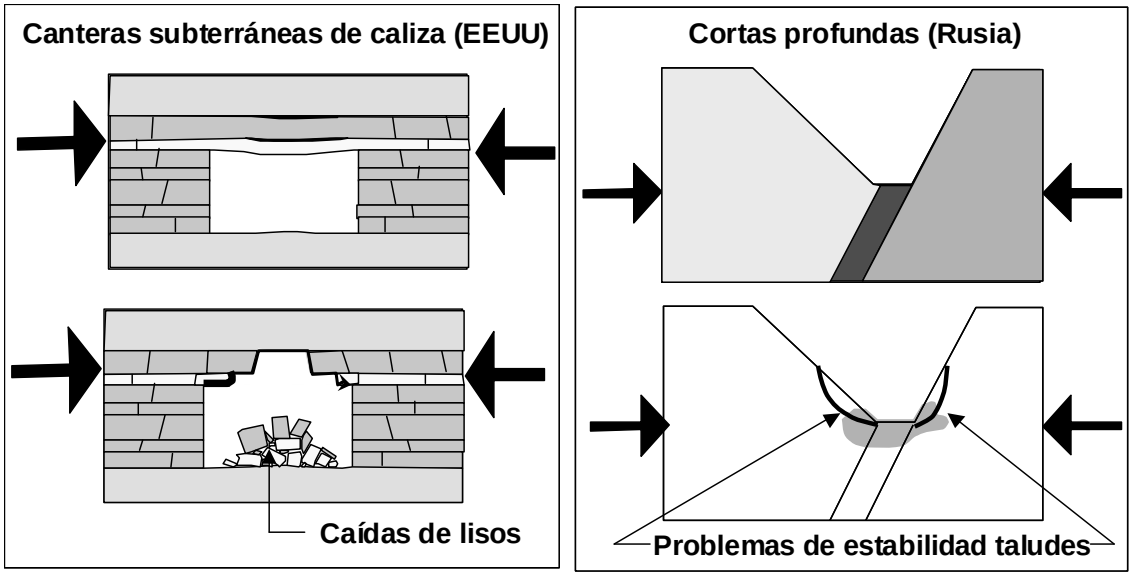


Figura 7.2. Problemas en explotaciones mineras con elevadas tensiones horizontales.

7.2. El estado tensional natural

El campo tensional es una magnitud tensorial. De esta forma para expresarlo de manera coherente habrá que dar bien el tensor completo, o bien tres orientaciones y tres magnitudes (σ_1, σ_2 y σ_3) correspondientes a las tensiones principales, tal como muestran las Figuras 7.3.a, b y c.

La Figura 7.3. a refleja que las tensiones principales tienen una cierta dirección y una cierta magnitud. Las direcciones de las tensiones principales se pueden representar mediante la proyección estereográfica (Figura 7.3.c.).

Las tensiones naturales (o campo tensional natural) son las que existen en una determinada zona de la corteza terrestre, previamente a que ésta haya sido sometida a la realización de cualquier tipo de excavación.

El campo tensional en un punto de la corteza terrestre en un momento dado depende de una serie de fuerzas de distinto origen y carácter a las que se ve sometido en ese momento y se ha visto sometido a lo largo de toda su historia geológica el macizo rocoso. Entre estas fuerzas las que tienen mayor significación son las gravitacionales.

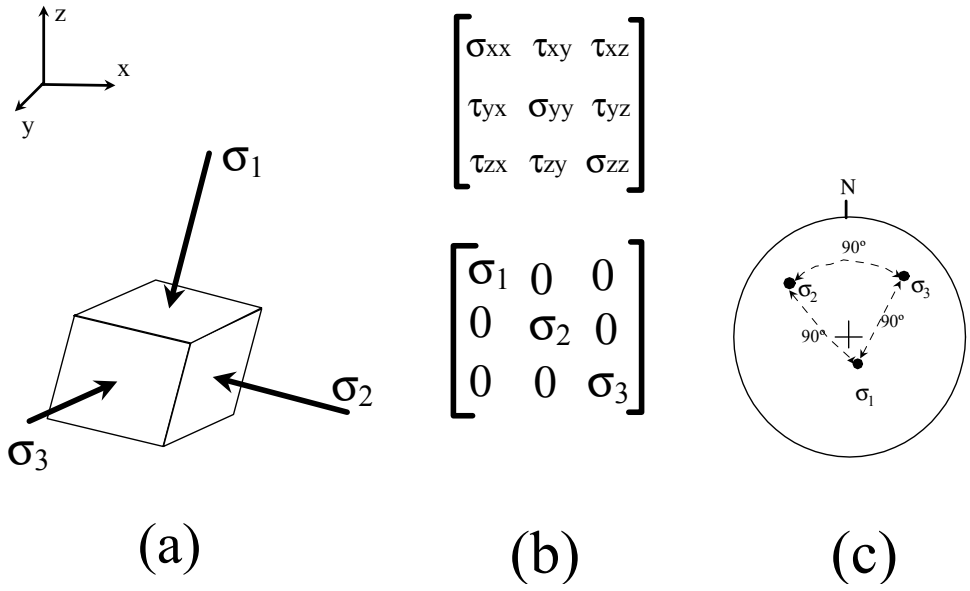


Figura 7.3. Representación del campo de tensiones como magnitud tensorial. Según Hudson y Harrison (2000). Cortesía de Elsevier.

7.2.1. Tensiones verticales y horizontales como tensiones principales

En regiones de topografía suave se suele asumir que la tensión vertical y la horizontal son componentes principales del tensor tensión. Se han realizado algunos estudios al respecto a partir de múltiples resultados de medidas en minas sudafricanas, en distintas zonas del escudo canadiense y en otras zonas del mundo (China, Rusia, Escandinavia, Australia). Casi todos estos estudios coinciden en indicar que en un elevado porcentaje de los casos está proposición es razonablemente correcta, esto es la tensión vertical es una de las principales o casi, observándose que si no en la dirección vertical exactamente, al menos sí en su entorno (30º), se encuentra una de las tensiones principales. (Amadei y Stephanson, 1997).

7.2.2. Tensiones gravitacionales elásticas

Si sólo existieran éstas, la tensión vertical en un punto cualquiera de la corteza terrestre tendría una magnitud equivalente a la originada por el peso de los materiales suprayacentes y por tanto:

$$\sigma_v = \rho \cdot g \cdot h = \gamma \cdot h \tag{7.1}$$

Donde: σ_v es la componente vertical del tensor tensión
ρ es la densidad media de los materiales suprayacentes
g es la aceleración de la gravedad y
γ es el peso especifico medio de los materiales suprayacentes.

Basándose en la teoría de la elasticidad, para que no se expansione un elemento cúbico, se debe de cumplir:

$$\varepsilon_x = \varepsilon_y = 0 = \frac{1}{E} \cdot \left[\sigma_x - \nu \cdot (\sigma_y + \sigma_z) \right] = \frac{1}{E} \cdot \left[\sigma_y - \nu \cdot (\sigma_x + \sigma_z) \right] \tag{7.2}$$

Sustituyendo σ_x, σ_y y σ_z, por σ_{h1} , σ_{h2} y σ_v ; y operando, se tendrá que:

$$\sigma_{h1} = \sigma_{h2} = \frac{\nu}{(1-\nu)} \cdot \sigma_\nu \quad \text{; o lo que es igual} \quad k = \frac{(\sigma_h)_{media}}{\sigma_\nu} = \frac{\nu}{1-\nu} \tag{7.3}$$

Donde: σ_{h1} y σ_{h2} son las dos componentes principales del tensor tensión en la horizontal,
ν es el coeficiente de Poisson del macizo rocoso y
k es la denominada relación de tensiones, entendiendo como tal la relación entre la tensión horizontal media y la tensión vertical.

En la superficie de la corteza terrestre las tensiones siempre tienen en parte un origen elástico, pero, además, existen una serie de factores o efectos que hacen que el campo tensional natural real se separe del elástico.

7.2.3. Efectos que separan el campo tensional natural del gravitacional elástico

Existen varios efectos que separan el campo tensional natural del elástico, que deben ser tenidos en cuenta a la hora de realizar un modelo de comportamiento de una excavación, entre los que destacan los que se presentan a continuación.

7.2.3.1.Topografía

En zonas de topografía escarpada como pueden ser valles profundos, cañones, fiordos, o ríos encajados, el empuje de los materiales situados en los laterales hará que aumente de manera importante la tensión horizontal perpendicular a la estructura ($\sigma_H > \sigma_V$) en el fondo de la depresión. Casos similares se han dado en cortas profundas en las que las tensiones horizontales ya eran altas antes de su excavación. Véase la Fig. 7.4.a.

7.2.3.2. Erosión

Si tras un equilibrio elástico inicial se produce una fase de erosión significativa y las tensiones horizontales se mantienen, entonces éstas tenderán a ser relativamente mayores de lo que inicialmente eran. A manera de ejemplo muy simplificado, si se pasa de 1.000 a 100 metros de profundidad con un material de densidad de 2,5 gr/cm^3 y ν=0.33, la tensión vertical inicial será 25 MPa y la horizontal inicial elástica 12,5 MPa. Tras la erosión la vertical pasará a valer 2,5 MPa y la horizontal disminuirá relativamente poco, con lo que la relación tensional *k* pasaría de 0,5 a casi 5. Véase la Fig. 7.4.b.

7.2.3.3.Tensiones residuales

Por enfriamiento de un magma en rocas ígneas, los distintos minerales irán cristalizando a distintas condiciones tanto de presión como de temperatura. Así, según la zona del magma, se irán creando

diferentes niveles de tensiones, que se irán disipando lentamente, dando lugar a las denominadas tensiones residuales. También puede darse en rocas sedimentarias que hayan sufrido tectonismo en el pasado.

7.2.3.4. Efecto de las inclusiones o diques

Siempre que existan materiales de distinta capacidad de transmisión tensional (marcada por el módulo de Young), habrá heterogeneidades tensionales. Así, si en una serie sedimentaria se produce la intrusión de un dique y posteriormente tiene lugar un gran efecto de compresión, el dique al ser rígido tenderá a concentrar las tensiones horizontales (concepto de energía). Véase Fig. 7.4.c.

7.2.3.5. Efecto de las discontinuidades

En las zonas con presencia de fallas, éstas tienden a convertir toda la energía en deformación. Así, en una zona muy comprimida tectónicamente ($\sigma_H > \sigma_V$) al producirse la rotura, se liberan las tensiones concentradas y se produce deformación, por lo que las tensiones horizontales y verticales variarán de manera significativa tendiendo a ser mínimas en dirección normal a la falla. Estos fenómenos suelen repetirse, originando sismos de mayor o menor escala. Véase la Fig. 7.4.d.

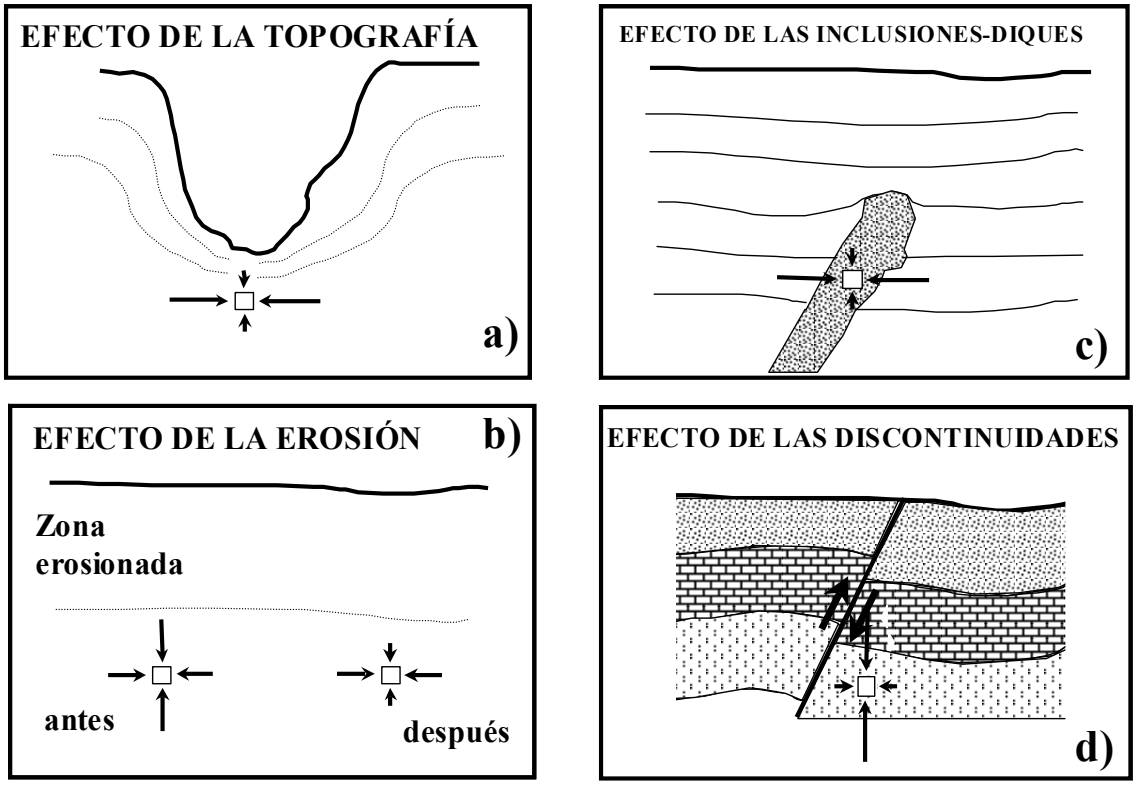


Figura 7.4. Algunos efectos que separan el campo tensional natural del elástico, que deben ser tenidos en cuenta para estimar el campo tensional natural. Efectos de la a) topografía, b) erosión, c) inclusiones o diques y d) discontinuidades o fallas.

7.2.3.6. Efectos de la tectónica

Sin duda los efectos de la tectónica son los que mayor importancia suelen tener sobre el campo tensional, de entre todos los que se señalan. A partir de las características tectónicas observadas regionalmente en la zona a estudiar, se puede tener una idea aproximada de cómo es el campo tensional según se observa en la Figura 7.5.

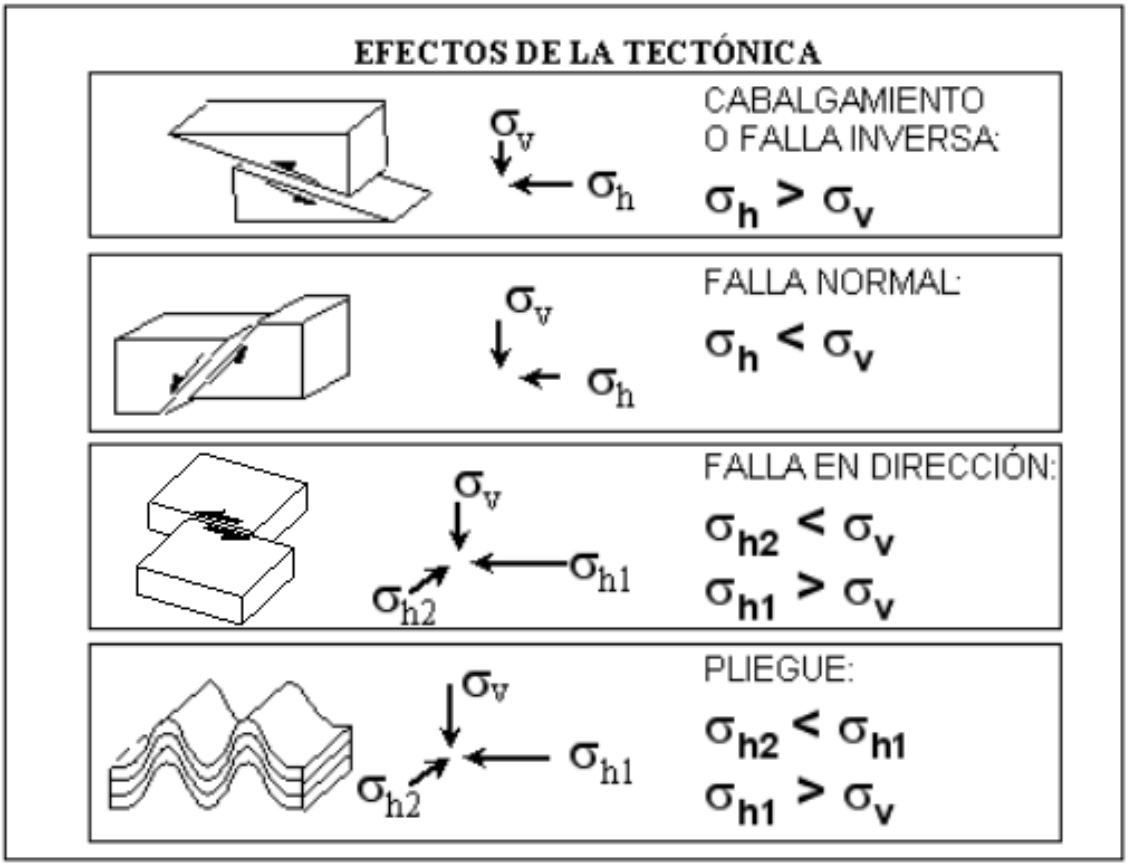


Figura 7.5. Estimación de las relaciones tensionales en función de las características tectónicas observadas en superficie.

La aparición de fallas inversas o cabalgamientos suele ser indicio de campos tensionales con una componente horizontal perpendicular al rumbo de estas estructuras muy elevada y típicamente mayor que la tensión horizontal. Lo mismo ocurre en el caso de los plegamientos, en los que además la componente de tensión horizontal perpendicular a la que originó los pliegues suele ser menor que la vertical.

Contrariamente la presencia de fallas directas suele indicar una componente horizontal de tensión perpendicular al rumbo de las fallas más bien pequeña e inferior a la componente vertical. En el caso de fallas de desgarre la componente principal mayor de la tensión estará orientada en una dirección seudo-paralela al plano de desgarre, que variará en función de las propiedades de la roca.

En todos los caso señalados la orientación tensional indicada es la existente en el momento en el que se formaron las estructuras en cuestión, pero el campo tensional habrá probablemente variado con el paso del tiempo. No obstante, en muchos casos y particularmente en el de grandes estructuras regionales las orientaciones tensionales pueden conservarse.

En el caso de fallas en dirección la orientación de la tensión principal mayor con respecto a éstas varía con las propiedades y el modelo de comportamiento de los materiales. A manera de ejemplo se presenta en la figura 7.6. la formación de bandas de cortante o "shear-bands" para un material elasto-plástico con reblandecimiento, con criterios de rotura de pico y residual tipo Hoek-Brown y dilatancia variable con la tensión de confinamiento y el nivel de plasticidad, tal y como definen, Alejano y Alonso (2005), para un caso de deformaciones planas sometido a tres niveles diferentes de tensiones de confinamiento.

Gutierrez (1998) presenta un ejemplo similar de formación de bandas de cortante y Besuèlles et al. (2000) estudian empíricamente el fenómeno de orientación de discontinuidades llegando a resultados similares a los que se presentan en la figura 7.6.

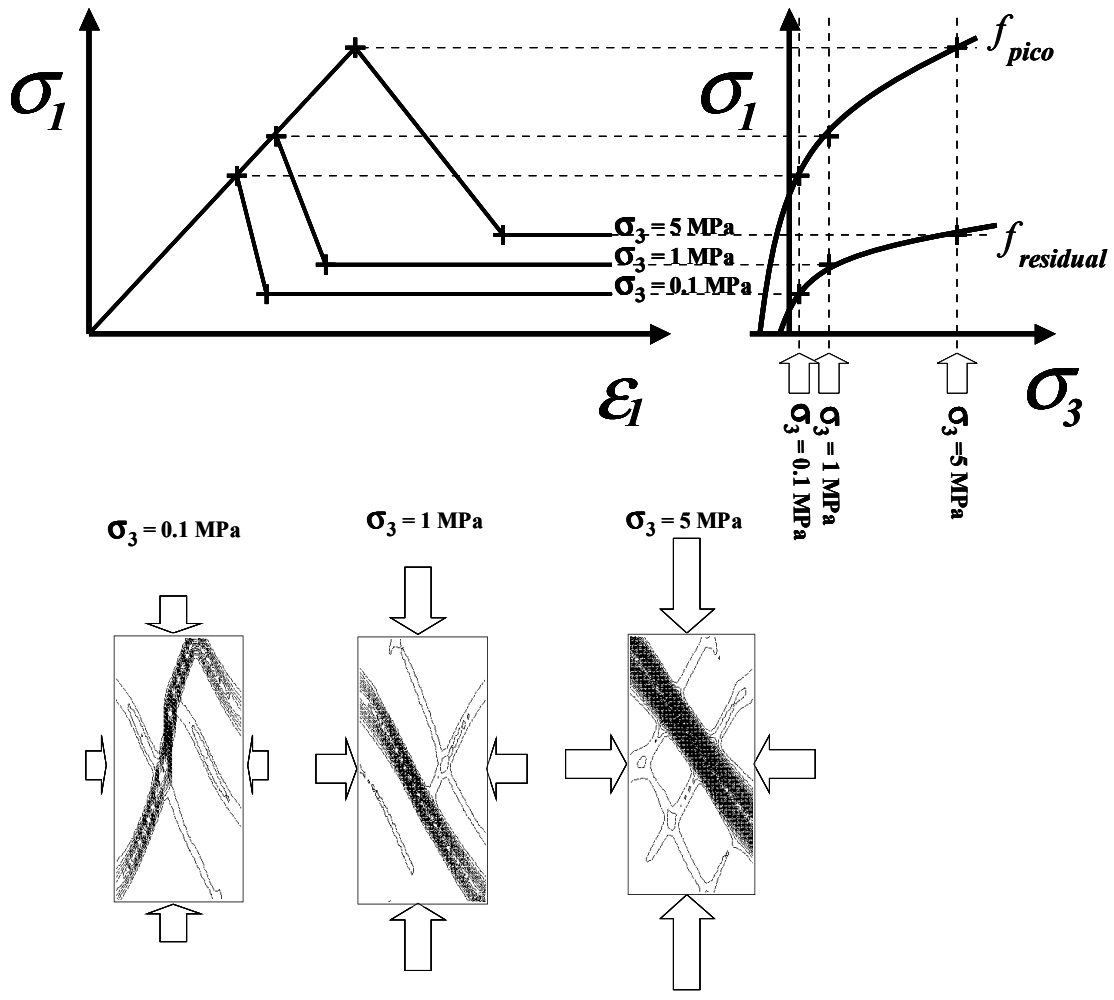


Figura 7.6. Orientación de bandas de cortante o "shear-bands" para un material rocoso específico para distintos niveles de confinamiento. Como se observa la orientación de las bandas de cortante tiene ir menos paralela a la tensión principal mayor a medida que aumenta el confinamiento.

7.2.3.7. Regla de Heim

Otro aspecto a tener en cuenta en la estimación del estado tensional "in-situ" es la que se ha venido denominando en el ámbito de la mecánica de rocas "regla de Heim", que sugiere campos tensionales isótropos, a partir del hecho de que los macizos rocosos tienden a fracturarse alcanzando en cada fracturación estados tensionales más isótropos, tal y como justifica la Figura 7.7.

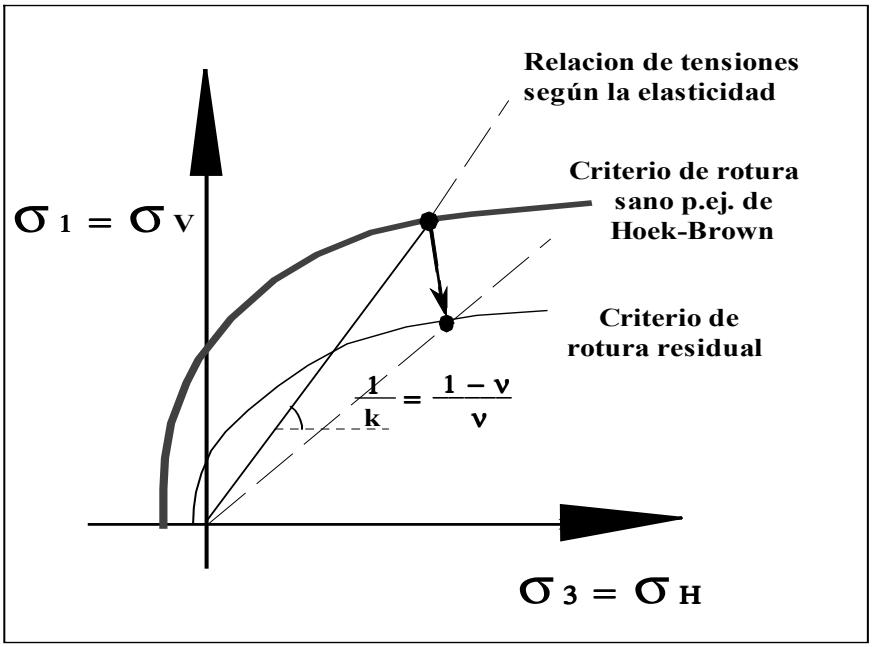


Figura 7.7. Justificación de la regla de Heim.

Ciertamente, dada la baja capacidad de las rocas para soportar grandes diferencias de tensiones (una vez que se produce la rotura, los macizos rocosos pierden parte de su capacidad de soportar tensión por lo que esta se convertirá en deformación, dejando de ser el campo tensional "elástico", Figura 7.7.), junto con el comportamiento viscoso de los macizos rocosos, hacen que las tensiones horizontales y verticales tiendan a equipararse a lo largo de períodos de tiempo muy grandes (geológicos). Se ha comprobado que esta regla (σ_H aproximadamente igual a σ_V), se cumple en general para rocas débiles: argilitas, limolitas, cuencas de carbón..., para rocas evaporíticas: sales y potasas y en general para todo tipo de rocas situadas a gran profundidad.

7.2.3.8. Otras causas

Existen otras causas que desvían el campo tensional del gravitacional elástico, como las variaciones térmicas, tanto en la superficie de la tierra como las debidas al gradiente geotérmico natural (presencia de zonas calientes o “hot spots”) y las tensiones mareales producidas por la luna en el mismo modo que dan lugar a las mareas marítimas. No obstante, estas causas producen en general variaciones muy pequeñas de las tensiones, por lo que no suelen ser tenidas en cuenta.

7.3. Medidas del campo natural de tensiones. Análisis.

De las consideraciones realizadas en el apartado anterior se deduce que la estimación del campo tensional no resulta sencilla. Es por ello que algunos autores han venido recopilando datos reales, medidos "in situ", de los campos tensionales naturales de muy diversas zonas del mundo. Entre las referencias más comunes conviene destacar la recopilación de Hoek y Brown (1980), cuyos resultados más significativos se muestran en las Figuras 7.8. y 7.9.

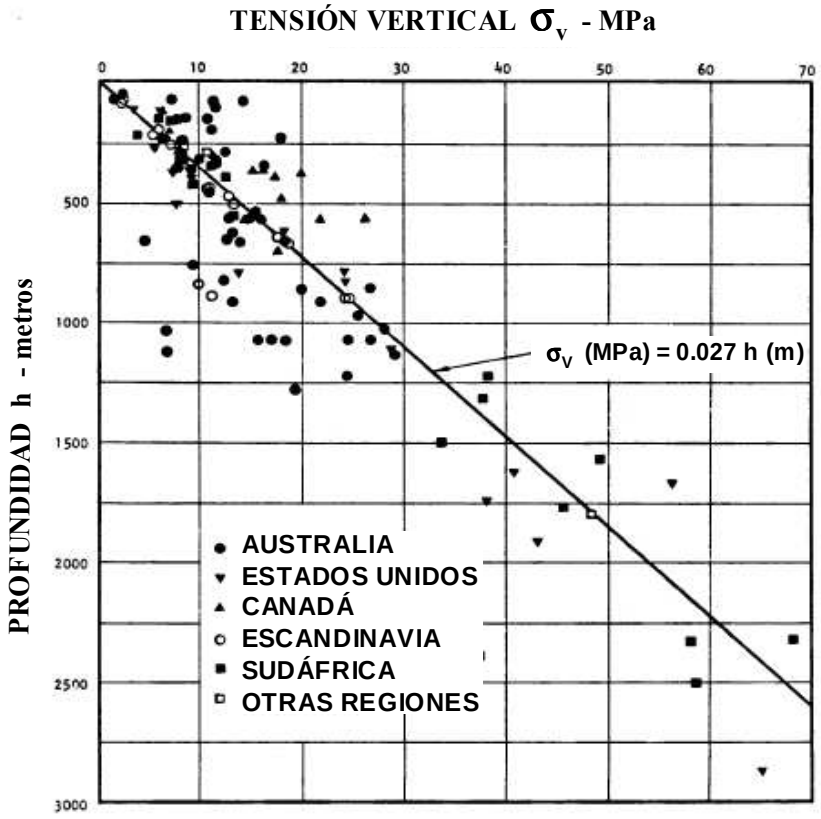


Figura 7.8. Tensión vertical en función de la profundidad, a partir de medidas del campo tensional natural "in-situ" recopiladas por Hoek y Brown (1980). Cortesía IMM.

En la Figura 7.8. se representan los valores de la tensión vertical σ_V medida en diferentes lugares del mundo (Australia, Norteamérica, Canadá, Escandinavia, África,...) en función de la profundidad a la que se realizaron las medidas. De dicha gráfica se puede deducir que, en general, las tensiones verticales obtenidas en la mayor parte de los casos contemplados coinciden (+ ó - 20%) con la tensión correspondiente al peso de los materiales suprayacentes en cada una de las zonas.

Atendiendo a estos resultados presentados en la Figura 7.8. y siendo el peso específico medio de los materiales que forman parte de la corteza terrestre γ = 27 kN/m^3, se puede estimar de manera aproximada la tensión vertical como σ_V (MPa) = 0,027 h (m).

En la Figura 7.9. se presentan en una gráfica los valores del coeficiente *k* (relación de tensiones)

frente a la profundidad, a partir de la recopilación de datos realizada por Hoek y Brown (1980). De ella se puede deducir que la relación de tensiones tiende a ser baja (0,5<k<1,5) a grandes profundidades, pudiendo aumentar de manera significativa a profundidades menores (k>1,5), lo que se contradice con los postulados de la elasticidad, ya que para valores del coeficiente de Poisson normales (0,1 < ν < 0,5), se obtendrían valores de *k* entre 0,1 y 1, pero nunca superiores a este valor.

Esto demuestra que el campo tensional existente en los macizos rocosos en la naturaleza no se puede considerar elástico a priori, por lo que será conveniente acudir a otro tipo de hipótesis como las que se presentan en el siguiente apartado.

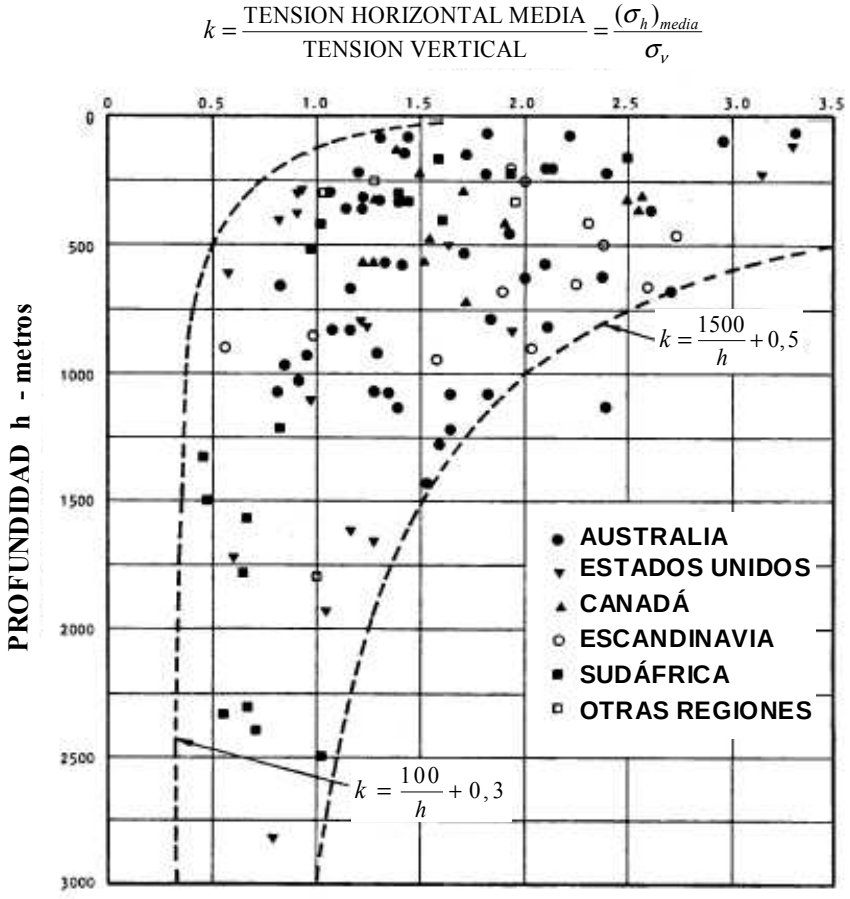


Figura 7.9. Valoración de la relación entre la tensión horizontal media y la vertical en función de la profundidad, a partir de medidas del campo tensional natural recopiladas por Hoek y Brown (1980). Cortesía IMM.

7.4. Formulación de Sheorey

Sheorey (1994) desarrolló un modelo de distribución de tensiones termo-elasto-estático a escala terrestre, que tiene en cuenta la curvatura de la corteza y la variación de las constantes elásticas, las densidades medias y los coeficientes de expansión térmica a través del manto y la corteza.

A partir de este modelo obtuvo una ecuación sencilla en la que se observa la dependencia de la

tensión horizontal de las constantes elásticas de los materiales, que sirve para realizar una estimación inicial de la relación de tensiones *k*; esta ecuación es la siguiente:

$$k = 0,25 + 7 \cdot E_h \cdot (0,001 + \frac{1}{h}) \tag{7.4}$$

Donde E_h es el módulo elástico de Young del macizo rocoso suprayacente a la zona de estimación en dirección horizontal y en unidades GPa y *h* es la profundidad de la misma en metros.

En realidad esta expresión es una simplificación con asignación de valores medios de la expresión más teórica (Sheorey *et al.,*2002):

$$k = \frac{\nu}{1-\nu} + \frac{\beta \cdot E_h \cdot G}{\gamma \cdot (1-\nu)} \cdot \left(1 + \frac{1000}{h}\right) \tag{7.5}$$

Donde ν es el coeficiente de Poisson, β el coeficiente de expansión térmica lineal de las rocas, *G* el gradiente geotérmico en la zona de análisis y γ el peso específico de las rocas.

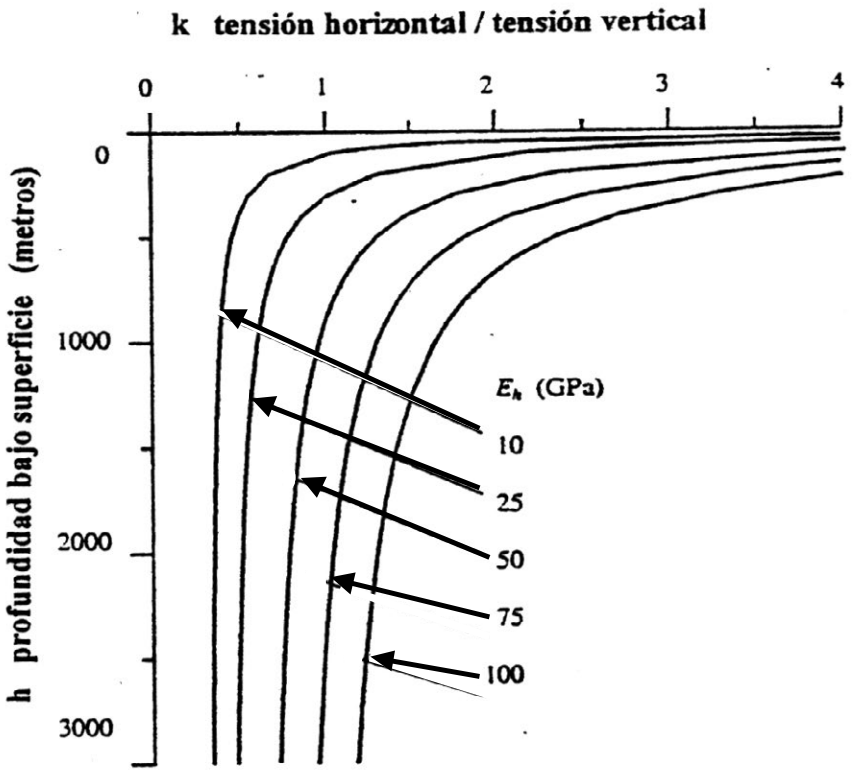


Figura 7.10. Relación entre la tensión horizontal media y la tensión vertical en función de la profundidad según la formulación de Sheorey para varios valores del módulo elástico horizontal según Hoek et al., 1995. Cortesía de Balkema.

La representación de los resultados que se obtendrían con esta fórmula para distintos valores normales del módulo elástico horizontal de los materiales se presenta en la Fig. 7.10 en forma de una gráfica que relaciona los valores del coeficiente *k* frente a la profundidad. Como se ve, los resultados obtenidos parecen en general bastante coherentes con los datos reales presentados por Hoek y Brown (Fig. 7.9). Es por ello que algunos autores de reconocido prestigio, como Hoek et al. (1994), han aceptado esta formulación como punto de partida para la estimación del coeficiente *k*.

7.5. Estimación del campo tensional y proyectos de realización de medidas del campo de tensiones

En proyectos que lo justifiquen se debe llevar a cabo una campaña de medidas "in-situ" del campo tensional natural. En general, los métodos de medición resultan muy caros y requieren personal muy especializado, puesto que todavía no existe una técnica sencilla y barata de medición comúnmente aceptada.

Algunos proyectos no tienen la suficiente envergadura como para poder pagar alguna técnica de medida del estado tensional natural, por lo que es práctica común asumir las siguientes suposiciones, para realizar la estimación:

(1) En cualquier caso la tensión vertical se estimará como:

$$\sigma_v = \rho \cdot g \cdot h = \gamma \cdot h \tag{7.6}$$

(2a) Para materiales poco competentes, o viscoplásticos a cualquier profundidad, o para cualquier tipo de material situado a bastante profundidad (más de 600 ó 700 metros):

$$\sigma_h \approx \sigma_v \tag{7.7}$$

(2b) Para materiales más o menos competentes situados a profundidades medias, se puede utilizar la fórmula de Sheorey:

$$k = 0,25 + 7 \cdot E_h \cdot (0,001 + \frac{1}{h}) \tag{7.8}$$

(2c) Para análisis superficiales en mecánica de suelos y trabajando con presiones efectivas que se pueden obtener a través de medidas presiométricas, en el caso de tratarse de suelos normalmente consolidados, el valor de *k*' se puede estimar mediante la ecuación empírica propuesta Jaky (Berry y Reid, 1993):

$$k' = \sigma'_h / \sigma'_v = 1 - sen\ \phi' \tag{7.9}$$

Para obtener cierta ayuda en la estimación del campo tensional, conviene además recurrir a los elementos estructurales de la zona y a la tectónica local (presencia de fallas, cabalgamientos, plegamientos, diques...) para completar las estimaciones realizadas.

También se puede acudir a medidas tensionales realizadas en otras obras en el entorno (hasta unos 50 km) del punto de interés, o en primera instancia se puede acudir a mapas tensionales que existen con mayor o menor exactitud en diversas regiones del mundo. Una primera idea para un plano de tensiones de la Península Ibérica fue propuesta por González de Vallejo et al. (1986). No conviene, no obstante, olvidar que estos planos basados en el análisis de mecanismos focales de terremotos presentan tendencias regionales que no se corresponden necesariamente con la orientación y magnitud del campo a escala de mina u obra subterránea.

En proyectos de envergadura y especialmente en aquellos casos en los que el estado tensional es crítico (explotaciones mineras o túneles a gran profundidad) es necesario realizar mediciones in-situ, siendo las técnicas más comunes las de fracturación hidráulica y sobreperforación.

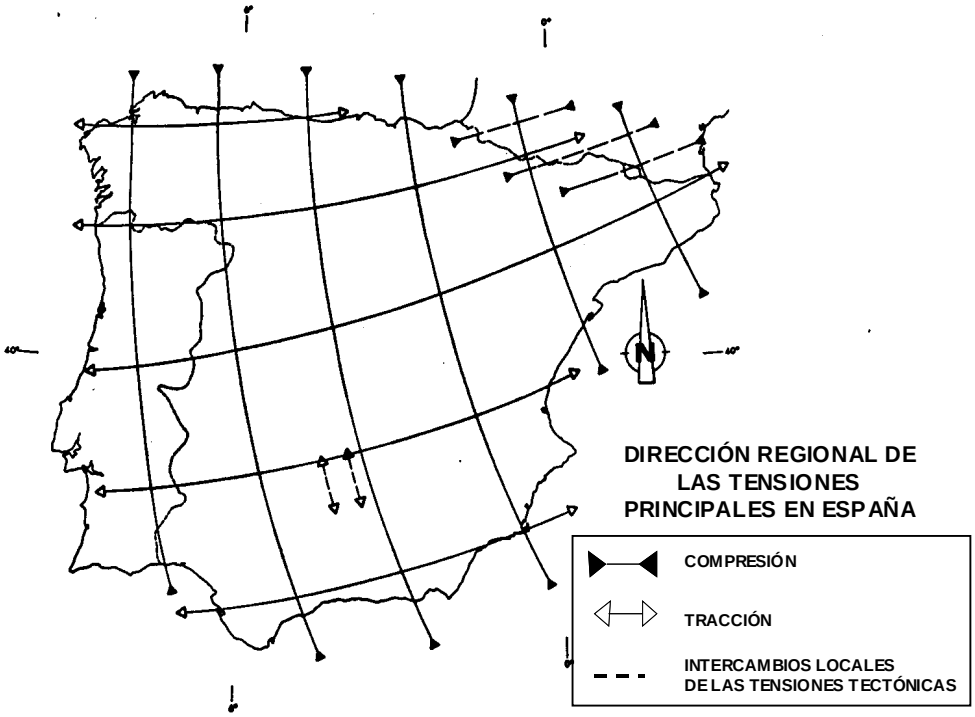


Figura 7.11: Plano de tensiones estimativo de la Península Ibérica. Según González de Vallejo et al., (1988). Cortesía de Balkema.

En la planificación de un programa de medida de las tensiones naturales se deben considerar, antes de elegir el o los métodos de medida, una serie de factores que incluyen: la geología del lugar (tipos de rocas y de macizos rocosos, estructuras geológicas, anisotropía y heterogeneidad) y aspectos topográficos y ambientales, la identificación de los objetivos que se pretenden lograr con el programa de medidas y su integración en el proceso de diseño y planificación del proyecto de obra. También se considerará la necesidad de equipos y personal, los accesos y servicios necesarios, y el presupuesto y tiempo de ejecución.

Por último conviene indicar el hecho de que dada la complejidad, heterogeneidad y anisotropía, incluso en cortas distancias de los campos tensionales, se están comenzando a utilizar técnicas numéricas y en particular modelos numéricos de elementos discontinuos en tres dimensiones, para simular grandes fallas y extensas zonas de terreno, con objeto de obtener un mejor conocimiento de los estados tensionales.

A manera de ejemplo, Konietzki y Te Kamp (2004) presentan ejemplos de cálculo de campos tensionales para almacenamientos subterráneos de residuos y para túneles con el código 3-DEC (Itasca, 2002), obteniendo resultados que parecen correlacionarse bien con las observaciones in-situ. Por lo que proponen como filosofía para obtener una visión suficientemente adecuada del campo tensional combinar modelos numéricos discontinuos junto con medidas in-situ, tal y como demuestra el ejemplo que se ilustra en la Figura 7.12. Análogos estudios se han realizado en Francia para el análisis tensional de zonas de aprovechamiento geotérmico (CFMR, 2004) y en Australia para el análisis de la historia tectónica de una zona (Clark, 2004).

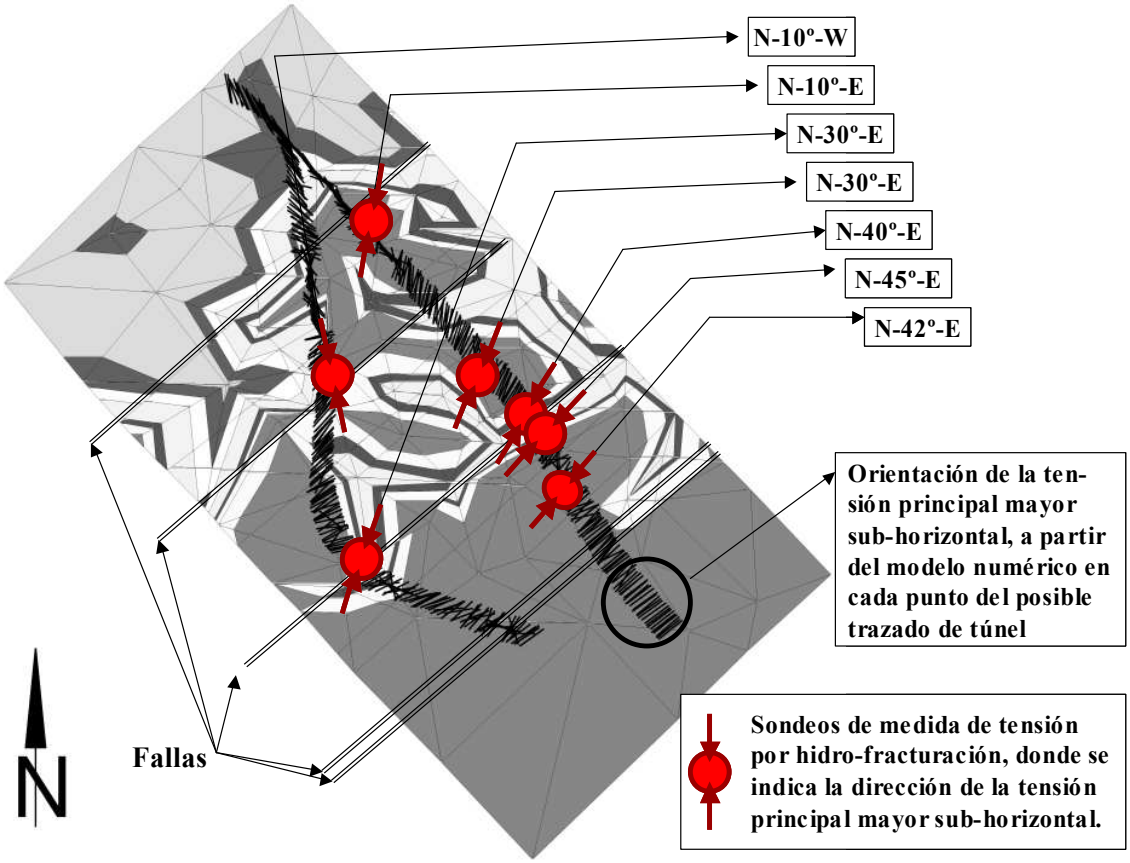


Figura 7.12. Simulación numérica en 3-D con un programa de elementos discretos del campo tensional en una zona del terreno de estratigrafía y estructura compleja (los distintos tonos de gris representan distintas litologías y se presentan varias fallas) donde se plantea la realización de un túnel, con dos posibles trazados alternativos, sobre los que aparecen las estimaciones de la orientación de las tensiones en trazos negros. En la figura se presenta una sección horizontal con los rumbos de las tensiones principales mayores (cuasi-horizontales) a lo largo de las dos posibles trazas del túnel, junto con las orientaciones deducidas a partir de ensayos de fracturación hidráulica. El campo tensional a lo largo de las posibles trazas no es uniformes con valores de la relación de tensiones que alcanzan ratios 4:1 y se ha demostrado que las fallas tienen solo una influencia secundaria y local en las tensiones de la zona. Según Konietzki y Te Kamp (2004). Cortesía de Balkema.

7.6. Técnicas de medida: aspectos básicos y clasificación general

El estado tensional natural in-situ puede ser medido en sondeos, afloramientos y paredes de galerías subterráneas; también se pueden hacer estimaciones inversas a partir de las medidas de los desplazamientos y las roturas observadas en excavaciones subterráneas.

Las técnicas de medida se pueden aplicar con herramientas muy diferentes y se pueden clasificar de acuerdo con la Tabla 7.1, basada en las propuesta de Amadei y Stephanson (1997). A los métodos de medida presentados en la Tabla 7.1. habría que añadir como método que puede contribuir a una mejor estimación, la simulación numérica, que junto con la aplicación de algunas técnicas de medida puede proporcionar un conocimiento más detallado del modelo tensional de la zona a analizar.

Tabla 7.1. Métodos de medida del campo de tensión natural. Modificado de Amadei y Stephanson (1997). En negrita aparecen los métodos que se desarrollan en este texto.

CLASIFICACIÓN	MÉTODO	Volumen (m^3)
MÉTODOS HIDRÁULICOS	**Fracturación hidráulica clásica**	0,5-50
	Fracturación con manguito de neopreno (sleeve fracturing)	0,01
	Ensayos hidráulicos en fracturas preexistentes (HTPF)	1-10
MÉTODOS DE RELAJACIÓN DE TENSIONES	Superficiales	1-2
	Métodos de sobreperforación de sondeos (**USBM**, CSIR - **Door-Stopper** , CSIRO celula hueca, CSIR celula triaxial)	0,01 a 0,001
	Relajación de grandes volúmenes	100 a 1000
MÉTODOS DE COMPENSACIÓN DE TENSIONES	**Celulas planas o gatos planos o "flat-jacks"**	0,5 a 2
	Células curvas o "curved flat-jacks"	0,01
OTROS MÉTODOS	Métodos de recuperación de deformaciones (Anelastic Strain Recovey, Differential Strain Curve Analysis)	0,001 a 0,0001
	Métodos de análisis de las inestabilidades en sondeos (análisis de calibre, inclinación de juntas por TV) Rotura de sondeos ("borehole breakouts") Rotura a tracción de testigos ("Core discing")	0,01 a 100
	Análisis de deslizamientos a través de fallas	10^8
	Análisis de mecanismos focales de terremotos	10^9

Los métodos hidráulicos llevan consigo la inyección de agua a presión en una zona del terreno hasta fracturar la roca o abrir las discontinuidades preexistentes, para interpretar sus resultados se deberán conocer parámetros resistentes de la roca. Tienen la ventaja de poder aplicarse en grandes profundidades y suelen dar buenos niveles de aproximación pues afectan a volúmenes del terreno bastante grandes. La principal desventaja del método de fracturación hidráulica clásica , que es el hecho de no poder aplicarse en zonas fracturadas, ha quedado superada por el método de fracturación hidráulica en fracturas preexistentes o HTFP (Haimson y Cornet, 2003) que puede ser aplicado en estas condiciones. (Ljunggren et al., 2003).

Los métodos de relajación de tensiones consisten en medir la deformación producida en una zona del terreno como consecuencia de liberar las tensiones en la misma mediante distintas formas; para interpretar los resultados se deberán conocer los parámetros elásticos de la roca. El principal problema es que al afectar a zonas del terreno pequeñas suelen dar resultados bastante variables que pueden hacer difícil su interpretación.

Los métodos de compensación de tensiones consisten en realizar ranuras finas en el entorno de las excavaciones en las que se colocarán instrumentos planos que permiten la medida tensional, que se presionarán contra la roca hasta obtener la tensión previa a la instalación del equipo, lo cual se controlará por los desplazamientos; el problema de estos métodos es su interpretación ya que las tensiones medidas serán las naturales más las inducidas por la excavación en sí.

Finalmente en el apartado de otros métodos se incluyen distintas técnicas, algunas de las cuales están en fase de desarrollo; estos métodos se mantienen por ahora en el ámbito de aplicaciones tecnológicas muy específicas (ingeniería de almacenamiento de residuos nucleares, geología ultra-profunda) más propias del ámbito de la investigación que de la ingeniería. Una revisión de estos métodos más detallada y muy bien referenciada se puede encontrar en Ljunggren et al. (2003).

Como se observa en la Tabla 7.1. los distintos métodos de medida del campo tensional natural evalúan esta magnitud tensorial en volúmenes de roca que pueden variar en varios ordenes de magnitud. Además pocos y muy complejos son los que evalúan regiones lo suficientemente grandes de la corteza terrestre como para eliminar los efectos de las irregularidades locales existentes en los macizos rocosos.

Los métodos que evalúan pequeños volúmenes de roca, como la sobreperforación y medida de la deformación o inclusive la fracturación hidráulica, que son por otro lado los más utilizados, pueden reflejar más fácilmente las distorsiones locales del campo tensional que sus valores regionales. Con estos métodos no resulta extraño obtener medidas diferentes en ensayos relativamente próximos.

El campo tensional al igual que otras variables geotécnicas presenta un efecto de escala que puede tener mayor o menor importancia según los casos, por lo que convendrá tener esto en cuenta a la hora de aplicar los resultados de los programas de medidas (Peres-Rodrigues, 1993).

En la práctica común de la ingeniería las medidas de tensiones se realizan mediante fracturación hidráulica clásica y sobreperforación, siendo también relativamente común el método de las células planas. Por ser los más habituales y aplicables a la mayor parte de las obras de ingeniería, serán estos tres métodos los que se detallen en este texto. Cada uno de estos métodos puede resultar complementario de los otros presentando todos ellos determinadas ventajas e inconvenientes.

Dentro de la técnica de sobreperforación existen distintos tipos de herramientas con las que realizar las medidas de deformación. Una de las más comunes y de las más fáciles de interpretar es la herramienta del USBM, que mide la deformación diametral del sondeo en tres diámetros que forman ángulos respectivos de 60º. Otra herramienta que mide las deformaciones en el fondo del sondeo es la célula denominada “door-stopper” que presenta algunas ventajas y también es bastante utilizada en el ámbito minero por su robustez. Estas dos técnicas son las que se presentarán en el texto por ser su interpretación relativamente sencillas y su uso relativamente común.

Existen otras herramientas más sofisticadas que cada día encuentran mayor aplicación en la industria, como por ejemplo la célula CSIRO-Hollow Inclusión (o celula hueca), la célula triaxial CSIR o las células de medida cónicas y semiesféricas recientemente diseñadas en Japón; pero como el tratamiento de los datos es muy complejo y se basa en los mismos principios que el primero de los métodos indicados no se analizarán aquí, pudiendo el lector interesado consultar la bibliografía específica (p.ej. Amadei y Stephansson, 1997, Kobayashi et al., 2001 y Sjöberg et al., 2003).

A la hora de analizar los resultados de las medidas tensionales conviene siempre tener en cuenta el

principio de indeterminación. Efectivamente, cualquier técnica de medida del campo tensional "in-situ", perturba la roca para crear una respuesta que puede ser medida y analizada a partir de un modelo teórico para estimar en todo o en parte el tensor de tensiones. Esta situación paradójica se afronta, teniendo en cuenta el efecto perturbador en el proceso analítico de interpretación de los resultados.

En cualquiera de las técnicas de "medida" indicadas la tensión es inferida y no directamente medida; en realidad se miden desplazamientos o tensiones que no son exactamente las que se pretenden medir. Los niveles de precisión obtenidos no son muy grandes, considerándose medidas adecuadas aquellas consistentes y que dan valores que se pueden considerar correctos con una aproximación dę 0,5 MPa.

Conviene también resaltar la importancia de definir adecuadamente los objetivos de las campañas de estimación del campo tensional. Así existen proyectos en los que el campo tensional juega un papel importante, pero en los cuales la inversión necesaria para obtener información relevante del campo tensional resulta varias veces mayor que aplicar otro tipo de técnicas que permitan igualmente comprender y solucionar los problemas, por lo que nunca resultará rentable lanzar un programa de medidas tensionales (Hudson et al., 2003).

Para proyectos de especial relevancia, como almacenamientos de residuos nucleares, es conveniente realizar diversos tipos de medidas y combinar los resultados con modelos numéricos, si se quiere tener una visión suficientemente general y realista de la naturaleza y variación del campo tensional en la zona (Hart, 2003; Fairhurst, 2003).

7.7. Fracturación hidráulica

La fracturación hidráulica se desarrolló en el ámbito de la ingeniería del petróleo en los años 40 y 50 como una técnica adecuada para propagar fracturas por tracción en el interior de un macizo rocoso mediante la inyección de agua a presión. Durante esta primera época se utilizó realmente como método de estimulación del campo o recuperación secundaria de crudo, por lo que su principal objetivo era mejorar la permeabilidad eficaz del yacimiento para aumentar su productividad. En los años 70 se utilizó por primera vez para estimar el campo tensional del terreno. Este método permite estimar el estado tensional en macizos rocosos situados a grandes profundidades, mediante sondeos.

7.7.1. Descripción de la técnica e interpretación

Para aplicar esta técnica se debe cerrar o aislar un pequeño tramo de sondeo mediante obturadores o "packers" (Fig. 7.13) y bombear agua en su interior. A medida que la presión de fluido va aumentando, las tensiones de compresión iniciales existentes en la pared del sondeo van disminuyendo hasta alcanzar en algunos puntos valores negativos, esto es, tracciones. Cuando estas alcanzan un valor igual al de la resistencia a tracción de la roca se formará una primera fractura. En ese preciso instante la presión de agua en la zona aislada alcanzará un valor máximo que se denomina presión de iniciación de la fractura, o presión crítica P_C (Figuras 7.14 y 7.15).

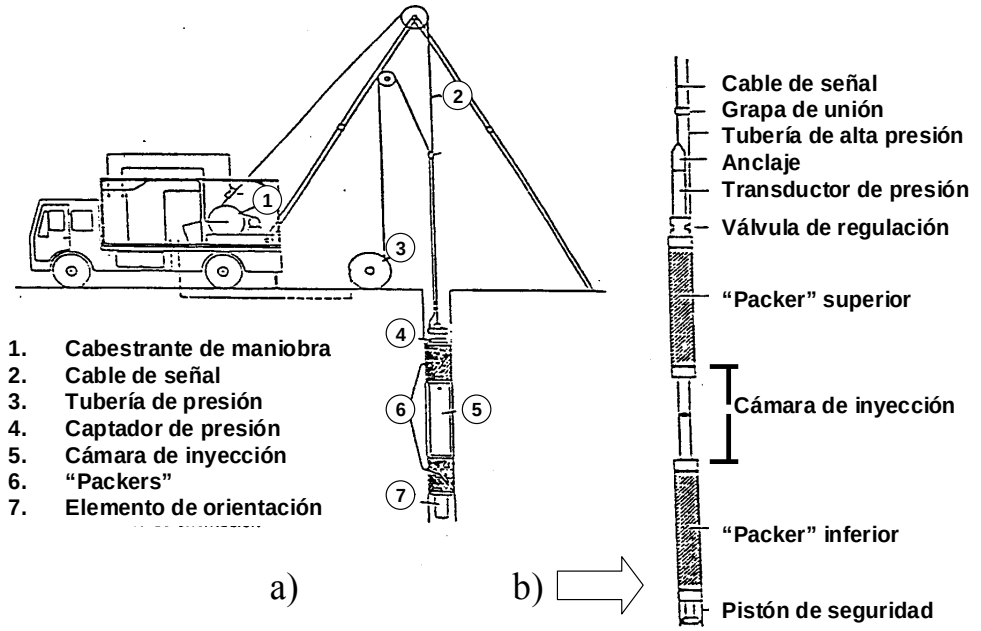


Figura 7.13.: Ensayo de fracturación hidráulica. a) equipo básico. b) esquema de la sonda de fracturación que incluye "packers", cámara de inyección y transductor de presión. (Recopilado por Galera, 1994).

Si se continúa bombeando agua la fractura tenderá a extenderse, por lo que el agua tratará de escaparse y la presión disminuirá. Habrá un valor mínimo de presión para el que la fractura se mantendrá abierta y por tanto se observará flujo permanente a través de la misma, este valor mínimo que mantiene abierta la fractura es la llamada presión de cierre, "shut-in-pressure" o P_S.

Para interpretar los resultados y obtener las tensiones naturales es necesario determinar la orientación de la fractura inducida. Para ello se utilizan sondas fotográficas o de vídeo, pero el método más funcional es el uso de un "packer" de impresión con parafilm en el que queda grabada la discontinuidad. En el caso más sencillo, pero también el más común (sobre todo a profundidades de más de 800 metros), en el que la tensión vertical es una de las tensiones principales y no la menor, la fractura que aparece es vertical o sub-vertical y tendrá un rumbo perpendicular a la tensión principal menor, tal y como se puede observar en la Figura 7.14. Si esto ocurre así, y haciendo la suposición de que el comportamiento del material es elástico e isótropo y de que la penetración de fluido en los poros viene marcada por la ley de Darcy, la distribución de tensiones efectivas alrededor del hueco del sondeo se puede estimar mediante las fórmulas de Kirsch.

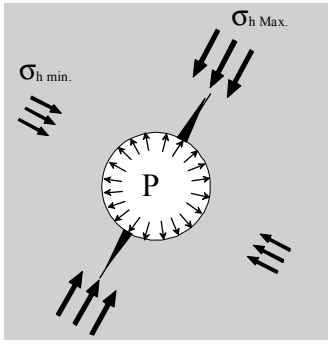


Fig. 7.14. Fractura formada y tensiones principales en el plano normal al pozo.

El valor mínimo de la tensión tangencial alrededor del sondeo, que se producirá en la dirección normal a la de la tensión principal menor, será, en tensiones efectivas:

$$\sigma'_{\theta} = 3\,\sigma'_{h,min} - \sigma'_{h,max} \qquad (7.10)$$

Donde $\sigma'_{h,min}$ será la tensión efectiva principal horizontal menor y $\sigma'_{h,max}$ será la tensión efectiva principal horizontal mayor.

Teniendo en cuenta que por el principio de Terzaghi:

$$\sigma' = \sigma - P_0 \qquad (7.11)$$

Esta ecuación se puede expresar en términos de tensiones totales, como:

$$\sigma_{\theta} - P_0 = 3\,(\sigma_{h,min} - P_0) - (\sigma_{h,max} - P_0) \qquad (7.12)$$

De donde se deduce que:

$$\sigma_{\theta} = 3\,\sigma_{h,min} - \sigma_{h,max} - P_0 \qquad (7.13)$$

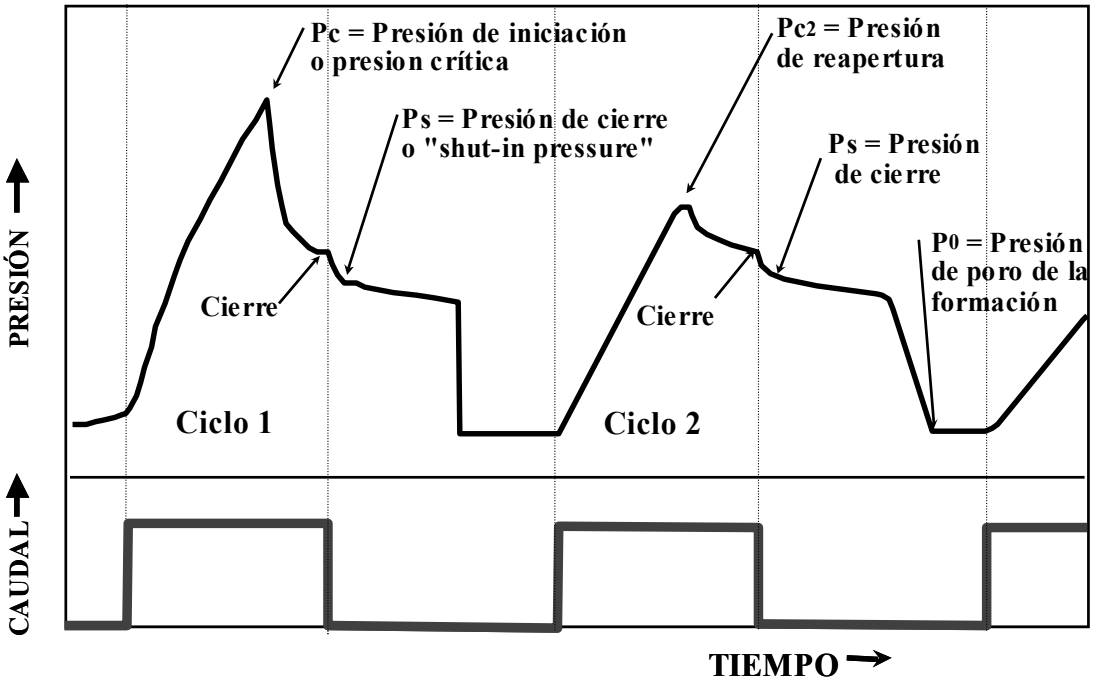


Figura 7.15. Ensayo de fracturación hidráulica: registro ideal de un ensayo de fracturación hidráulica. Según ISRM (1987). Cortesía de Elsevier.

Si aplicamos la expresión 7.13 al caso del ensayo de fracturación hidráulica en el momento en el que se produce la primera fractura se ha de tener que, denominando σ_t a la resistencia a tracción del material en las condiciones del ensayo:

$$\mathbf{P_C = 3\,\sigma_{h,min} - \sigma_{h,max} - P_0 + \sigma_t} \qquad \text{(eq. frac.1)} \qquad (7.14)$$

Esta es la expresión básica de la fracturación hidráulica. Ahora se pasa a analizar como estimar

todos estos valores a partir de un ensayo de fracturación.

7.7.1.1. Estimación de $\sigma_{h,min}$

Una vez abierta la grieta por tracción, ésta se continuará propagando mientras que la presión de inyección sea mayor que la tensión normal al plano de fractura. Si esta presión de inyección en la grieta formada pasara a ser menor que la tensión normal al plano de fractura, ésta se cerraría.

A su vez, si una vez cerrada la fractura, la presión de inyección aumenta por encima de la tensión normal, la grieta se abrirá de nuevo. Puesto que la dirección de propagación de fracturas en rocas es la perpendicular a la tensión principal menor σ_3, entonces (y para el caso señalado anteriormente en el que la tensión vertical es la tensión principal mayor o intermedia) se tendrá que la presión de cierre de la fisura, P_S o "shut-in pressure" (Fig. 7.15) , es igual a la presión normal al plano de la misma, que en las condiciones indicadas es la tensión principal horizontal menor. Esto es:

$$P_S = \sigma_{h,min} \qquad \text{(eq. frac. 2)} \qquad (7.15)$$

7.7.1.2. Estimación de P_0

La presión de poro o intersticial de la formación se podrá estimar dejando de bombear fluído y manteniendo los "packers" en funcionamiento, de manera que debido a la diferencia de presiones el agua inyectada irá penetrando lentamente en la formación porosa debido a la diferencia de presiones entre líquidos. Cuando se detenga el flujo de agua querrá decir que las presiones del fluído de la formación y la del agua en la zona sellada del sondeo serán iguales. En ese punto la presión medida por el transductor de presión será igual a la de poro (Figura 7.15.) Esto es:

$$P_0 = P^{equi.}_{medida} \qquad \text{(eq. frac. 3)} \qquad (7.16)$$

De esta manera si se realiza un ensayo de fracturación de un solo ciclo y se conoce la resistencia a la tracción de la roca, se podrían obtener para el caso señalado las tensiones principales horizontales mayor y menor y su dirección.

La tensión vertical se podría estimar como la debida al peso de los materiales suprayacentes. Así quedaría conocido en su totalidad el campo tensional en la zona ensayada.

7.7.1.3. Estimación de σ_t

En caso de que no se conozca la resistencia a la tracción del material, o no se conozca para la fracturación hidráulica, se podría estimar teniendo en cuenta lo siguiente. Si una vez alcanzada la presión de poro de la formación, se comienza de nuevo a bombear agua en la zona sellada, llegará un nivel de presión en el que se reabrirá la fractura previamente creada y cerrada por disminución de la presión de bombeo. En este punto, teniendo en cuenta que la resistencia la tracción de la fractura ya abierta es nula y denominando P_{C2} a esta presión crítica de reapertura se tendrá, análogamente a (eq. frac. 1) que:

$$P_{C2} = 3\,\sigma_{h,min} - \sigma_{h,max} - P_0 \qquad \text{(eq. frac. 4)} \qquad (7.17)$$

Así si restamos esta ecuación a la eq. frac. 1 se tendrá que:

$$\sigma_t = P_C - P_{C2} \qquad \text{(eq. frac. 5)} \qquad (7.18)$$

De esta manera realizando un par de ciclos de fracturación (Figura 7.15), y para el caso sencillo indicado se puede estimar:

La tensión horizontal principal menor a través de la ecuación eq. frac. 2
La presión de poro de la formación a través de la ecuación eq. frac. 3
La resistencia a la tracción de la roca a través de la ecuación eq. frac. 5
La tensión horizontal principal mayor mediante la ecuación eq. frac. 1.
La tensión vertical se estimará a partir del peso del recubrimiento.

En el caso de tener un medio impermeable la presión de poro será nula, por lo que se eliminará este término en todas las expresiones en que interviene, y además el ensayo tendrá las particularidades propias de los medios impermeables.

Si se desea profundizar en la aplicación del método HTPF (fracturación hidráulica en fracturas preexistente) se recomienda acudir a Cornet et al. (1997) o al libro de Amadei y Stephanson (1997).

7.8. Sobreperforación y medida de la deformación diametral con la célula USBM

7.8.1. Descripción de la técnica

Para aplicar está técnica se realiza primero un sondeo pequeño (p.ej. “d”=37 mm) en el punto donde se desea realizar la medida. En dicho sondeo, y lejos tanto de su fondo como de su boca, se sitúa un instrumento capaz de medir las deformaciones diametrales en una o varias direcciones. Véase la Fig. 7.16.

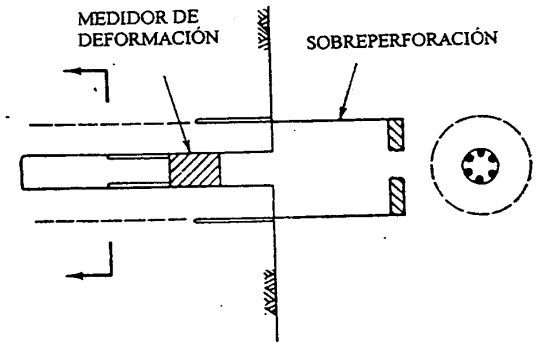


Figura 7.16. Esquema del método de sobreperforación (Según Goodman,1989). Cortesía de John Wiley & sons.

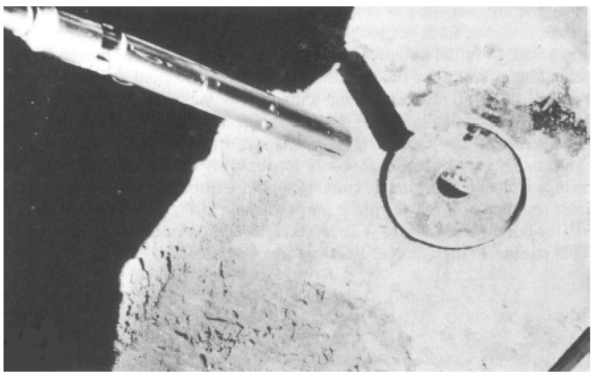


Figura 7.17. Medidor tipo USBM y foto de un ensayo de sobreperforación en un afloramiento (Goodman,1989). Cortesía de John Wiley & sons.

Entre estos aparatos, probablemente el más utilizado es el aparato de medida de la deformación en sondeos tipo U.S.B.M. (Figura 7.17), cuyo principio es igual al de las galgas extensométricas utilizadas en los ensayos de determinación de módulos en el laboratorio. Este aparato presenta tres pares opuestos de puntas de carburo endurecido, que se fijan en la pared del sondeo mediante muelles y que forman a su vez 60º entre ellos. Estos medidores diametrales dan una medida inicial de deformación mediante las galgas extensométricas, de tal manera que las variaciones de diámetro del sondeo se pueden controlar a través de los tres diámetros de medida simultáneamente e independientemente de que el tamaño del sondeo aumente o disminuya.

Una vez insertado este aparato en el sondeo pequeño, el cableado se introduce a través de una corona de perforación de diámetro mayor que él y se lleva a cabo la perforación de un sondeo concéntrico al primero de mayor tamaño (p.ej. 147 mm). Es lo que se denomina sobreperforación. Esto da lugar a un cilindro hueco de paredes gruesas separado del resto del macizo rocoso y por lo tanto "libre de tensiones". Si la roca está inicialmente sometida a compresión (como suele ocurrir en la mayor parte de los casos) el aparato de medida registrará un aumento de diámetro al menos en dos de las direcciones de medida, como respuesta a esta sobreperforación (Figura 7.18). Todos los radios aumentarán de tamaño si la relación entre las tensiones principales mayor y menor en el plano perpendicular al eje de los sondeos es inferior a tres.

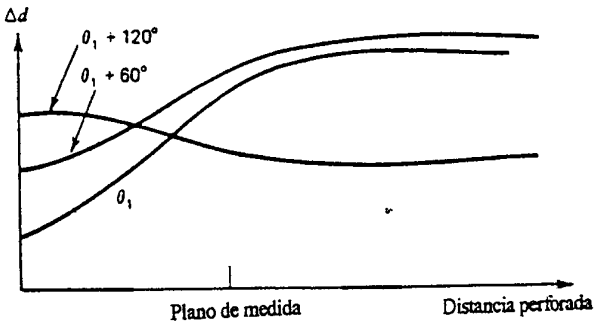


Figura 7.18. Respuesta del medidor de deformación tipo USBM ante la realización de un ensayo de sobreperforación y a medida que ésta avanza (Según Goodman,1989). Cortesía de John Wiley & sons.

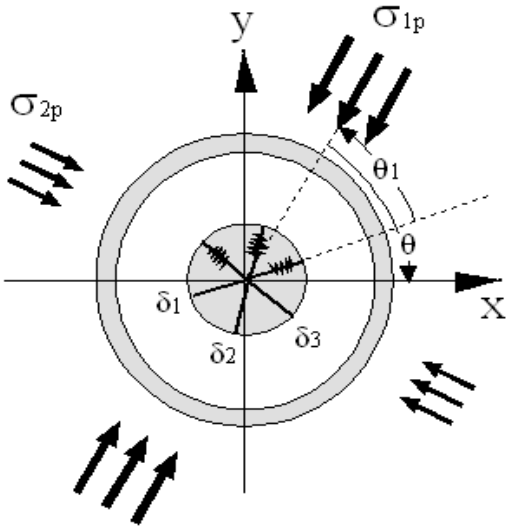


Figura 7.19. Esquema de sobreperforación con medidas con la célula USBM: direcciones de medida, direcciones de ejes y orientación de las tensiones principales en el plano de medida.

Como resultado del ensayo se obtendrán las variaciones de los diámetros del sondeo en tres direcciones que forman entre sí ángulos de 60º y se denominarán δ_1, δ_2 y δ_3 respectivamente. Para su análisis se seleccionarán convenientemente unos ejes X-Y en el plano perpendicular al eje del sondeo (Fig. 7.19). El cálculo de la tensión "in-situ" puede presentar distintos grados de complejidad en función de que las tensiones sean bi- o tridimensionales y según el grado de anisotropía y linealidad del macizo. Se presenta aquí la estimación tensional con distintos grados de complejidad.

7.8.2. Interpretación: <u>Estado tensional plano</u> ($\sigma_3 = 0$)

Cuando la tensión en el plano normal al eje del sondeo es nula ($\sigma_3 = 0$), se tendrá un estado tensional plano (p.ej. ésta condición se producirá al hacer la medida en el hastial de un hueco).

En este caso de tensiones planas, la distribución de tensiones en una sección normal al eje del sondeo se puede asimilar a la de una placa infinita con un agujero circular, sometida a un campo tensional cuyas tensiones principales máxima y mínima serían σ_{1p} y σ_{2p}. En esta situación las tensiones que se producen en el entorno del hueco serán:

$$\sigma_r = 0 \quad \text{y} \quad \sigma_\theta = (\sigma_{1p} + \sigma_{2p}) + 2\,(\sigma_{1p} - \sigma_{2p}) \cos 2\theta_i \qquad (7.19)$$

Donde σ_r y σ_θ son la tensión radial y tangencial en los bordes del hueco y θ_i es el ángulo entre la dirección en la que se realiza la medida y la de la tensión principal mayor en sentido antihorario. La deformación diametral δ_i experimentada por el sondeo en una determinada dirección vendría dada, según Obert y Duvall (1967), por la siguiente expresión:

$$\delta_i = \sigma_\theta \cdot d / E = [(\sigma_{1p} + \sigma_{2p}) + 2\,(\sigma_{1p} - \sigma_{2p}) \cos 2\theta_i\,] \cdot d / E \qquad (7.20)$$

Donde, d sería el diámetro del hueco y E el módulo elástico del material. Para el caso de dispositivos tipo USBM o cuando se realicen tres medidas, se obtienen tres ecuaciones como la

anterior. Para determinar tanto las tensiones principales en el plano normal al del sondeo σ_{1p} y σ_{2p}, como el ángulo en sentido antihorario entre la dirección de medida y la dirección de σ_{1p}, hay que resolver un sistema de tres ecuaciones como la 7.20 según las tres direcciones de medida indicadas. Para el caso de que formen 60º se tiene:

$$\sigma_{1p} = \frac{E}{6 \cdot d} \{ (\delta_1 + \delta_2 + \delta_3) + \frac{\sqrt{2}}{2} [(\delta_1 - \delta_2)^2 + (\delta_2 - \delta_3)^2 + (\delta_3 - \delta_1)^2]^2 \} \quad (7.21)$$

$$\sigma_{2p} = \frac{E}{6 \cdot d} \{ (\delta_1 + \delta_2 + \delta_3) - \frac{\sqrt{2}}{2} [(\delta_1 - \delta_2)^2 + (\delta_2 - \delta_3)^2 + (\delta_3 - \delta_1)^2]^{1/2} \} \quad (7.22)$$

$$\theta_1 = \frac{1}{2} \text{arctg} \frac{\sqrt{3} \cdot (\delta_2 - \delta_3)}{2\delta_1 - \delta_2 - \delta_3} \quad (7.23)$$

Donde, para estimar el valor real de θ_1 (ángulo que va de δ_1 a σ_{1p}, en sentido antihorario) habrá que tener, además, en cuenta la gama de ángulos a la cual puede pertenecer:

Si	$\delta_2 > \delta_3$	y si	$\delta_2 + \delta_3 < 2\delta_1$	entonces $0º < \theta_1 < 45º$
Si	$\delta_2 > \delta_3$	y si	$\delta_2 + \delta_3 > 2\delta_1$	entonces $45º < \theta_1 < 90º$
Si	$\delta_2 < \delta_3$	y si	$\delta_2 + \delta_3 > 2\delta_1$	entonces $90º < \theta_1 < 135º$
Si	$\delta_2 < \delta_3$	y si	$\delta_2 + \delta_3 < 2\delta_1$	entonces $135º < \theta_1 < 180º$

A partir de estos resultados será sencillo estimar los valores de las tensiones según los ejes preseleccionados (σ_x , σ_y y τ_{xy}) mediante una transformación de tensiones. Analíticamente se podrá aplicar la siguiente transformación:

$$\sigma_x = 1/2 (\sigma_{1p} + \sigma_{2p}) + 1/2 (\sigma_{1p} - \sigma_{2p}) \cos 2\theta \quad (7.24)$$

$$\sigma_y = 1/2 (\sigma_{1p} + \sigma_{2p}) - 1/2 (\sigma_{1p} - \sigma_{2p}) \cos 2\theta \quad (7.25)$$

$$\tau_{xy} = - 1/2 (\sigma_{1p} - \sigma_{2p}) \text{ sen } 2\theta \quad (7.26)$$

Y gráficamente (denominando $\sigma_{1p}=\sigma_1$, $\sigma_{2p}=\sigma_2$) como se presenta en la Tabla 7.2. y en la Fig. 7.20.

Tabla 7.2. Cálculos geométricos para la transformación de tensiones de los valores principales a los ejes seleccionados, según la gráfica de la Figura 7.20.

A)	$\sigma_x = OE = OC - CE$	$OC = 1/2 (\sigma_1 + \sigma_2)$	$CE = CF = CK \cos \beta$
	$CK = 1/2 (\sigma_1 - \sigma_2)$	$\beta = \pi - 2\theta$	$\cos \beta = \cos (\pi - 2\theta) = - \cos 2\theta$
	Luego: $OE = \boldsymbol{\sigma_x = 1/2 (\sigma_1 + \sigma_2) + 1/2 (\sigma_1 - \sigma_2) \cos 2\theta}$		
B)	$\sigma_y = OF = OC + CF$		
	Luego: $OF = \boldsymbol{\sigma_y = 1/2 (\sigma_1 + \sigma_2) + 1/2 (\sigma_1 - \sigma_2) \cos 2\theta}$		
C)	$\tau_{xy} = KF$	$KF = CK \text{ sen } \beta$	$\text{sen } \beta = - \text{ sen } 2\theta$
	Luego: $KF = \boldsymbol{\tau_{xy} = 1/2 (\sigma_2 - \sigma_1) \text{ sen } 2\theta}$		

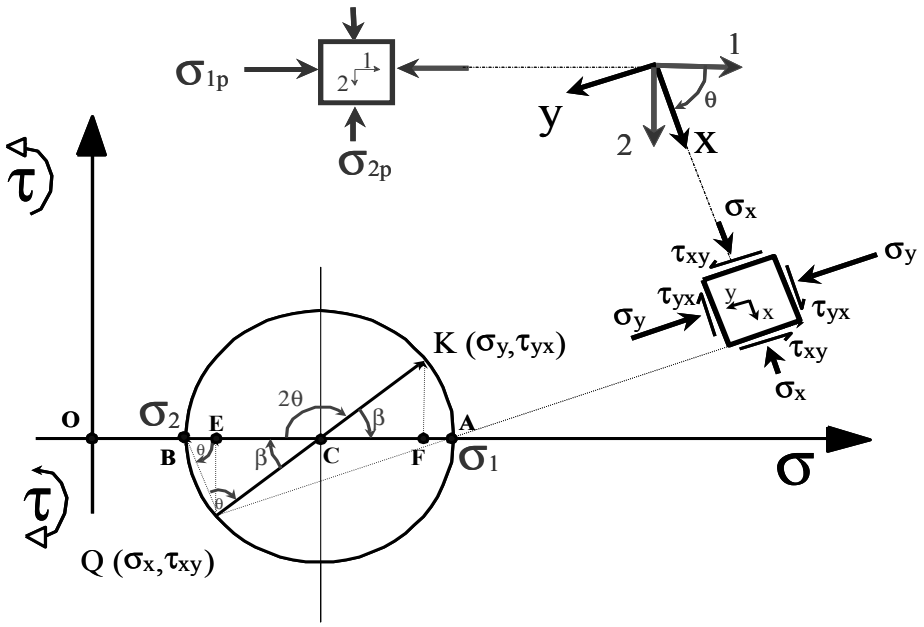


Figura 7.20. : Resolución gráfica de la obtención de las tensiones normal y tangencial en unos ejes cualesquiera (x,y), a partir de las tensiones principales y el ángulo que forma el eje x con la tensión principal mayor.

7.8.3. Interpretación: <u>Estado tensional tridimensional, asumiendo que la dirección del sondeo coincide con una de las direcciones principales:</u>

Cuando el eje del sondeo coincide con la dirección principal menor σ_3, en cualquier plano perpendicular al eje del sondeo se tendrá que la deformación diametral δ_i experimentada por el sondeo en una determinada dirección vendrá dada ahora por la siguiente expresión:

$$\delta_i = \frac{d \cdot (1 - \nu^2)}{E} [(\sigma_{1p} + \sigma_{2p}) + 2 (\sigma_{1p} - \sigma_{2p}) \cos 2\theta_i] - \nu \varepsilon_3 d \qquad (7.27)$$

Donde:

ε_3 es la deformación en la dirección axial del sondeo

ν es el coeficiente de Poisson de la roca afectada

Si resulta posible estimar el valor de la tensión σ_3 paralela al eje del sondeo (p. ej. en un sondeo vertical, suponiendo que es igual a la presión ejercida por el peso de los materiales suprayacentes) entonces se puede calcular el valor de ε_3 a partir de la ley de Hooke, como:

$$\varepsilon_3 = 1 / E [\sigma_3 - \nu (\sigma_{1p} + \sigma_{2p})] \qquad (7.28)$$

Se calcula el valor de ε_3 para los valores de σ_{1p} y σ_{2p} correspondientes a tensiones planas y mediante las ecuaciones 7.27 se vuelven a obtener nuevamente los valores de σ_{1p} y σ_{2p}, que serán más exactos que los calculados en la primera aproximación para tensiones planas. Se deben realizar nuevas iteraciones hasta que se considere que los valores de σ_{1p} y σ_{2p} obtenidos sean suficientemente exactos, lo que ocurrirá cuando prácticamente coincidan en dos iteraciones subsiguientes.

7.8.4. Interpretación: <u>Estado tensional tridimensional</u>

El caso más general de tensiones tridimensionales, pero asumiendo elasticidad isótropa, ha sido estudiado por Panek. Cada conjunto de medidas de sobreperforación incluirá tres medidas de variación de diámetro del sondeo, que estarán orientadas tanto con respecto al norte como con respecto a la vertical. Además se conocerán los valores de los parámetros elásticos del material, módulo de Young, E y coeficiente de Poisson, ν. Teniendo un conjunto de medidas suficientemente grande (al menos tres sondeos en direcciones perpendiculares), éstas se tratarán estadísticamente y mediante estimaciones por mínimos cuadrados se obtendrán los componentes de la tensión y una medida del error cometido.

En el caso más sencillo, en el que se realicen tres medidas en tres sondeos perpendiculares entre sí, se podrán obtener según un método similar al indicado en el apartado anterior y por aproximaciones sucesivas en cada uno de los sondeos, las tensiones normales y las tensiones cortantes en el plano perpendicular a cada uno de los sondeos, según los ejes seleccionados.

Así se obtendrán un trío de valores (σ_x , σ_y y τ_{xy}) para el plano XY y otros dos tríos análogos (σ_y , σ_z y τ_{yz} ; σ_x , σ_z y τ_{xz}) para los planos YZ y XZ. Se tendrán por tanto dos parejas de valores para σ_x, para σ_y y para σ_z, que deberían ser iguales. Si estos pares de valores para cada σ no difieren en más de un 15%, se utilizará su valor medio, en caso contrario se continuarán las iteraciones.

Una vez conocido el elipsoide completo de tensiones, podría resultar de interés conocer los valores de las tensiones principales y su dirección. Para ello se toma un plano perpendicular a una dirección principal cualesquiera, p.ej. i, cuyos cosenos directores respecto a X, Y y Z, sean respectivamente l_i, m_i, y n_i y su tensión normal σ_i; la tensión en el plano perpendicular a éste será también σ_i, puesto que, por definición, no existen componentes cortantes. La componente de esta tensión sobre el eje x será $\sigma_{ix} = \sigma_i \cdot l_i$, análogamente $\sigma_{iy} = \sigma_i \cdot m_i$ y $\sigma_{iz} = \sigma_i \cdot n_i$. Estas expresiones se podrán por tanto escribir matricialmente como:

$$(l_i, m_i, n_i) \cdot \begin{pmatrix} \sigma_x & \tau_{xy} & \tau_{xz} \\ \tau_{xy} & \sigma_y & \tau_{yz} \\ \tau_{xz} & \tau_{yz} & \sigma_z \end{pmatrix} = (l_i, m_i, n_i) \cdot \begin{pmatrix} \sigma_i & 0 & 0 \\ 0 & \sigma_i & 0 \\ 0 & 0 & \sigma_i \end{pmatrix} \tag{7.29}$$

O lo que es lo mismo:

$$(l_i, m_i, n_i) \cdot \begin{pmatrix} \sigma_x - \sigma_i & \tau_{xy} & \tau_{xz} \\ \tau_{xy} & \sigma_y - \sigma_i & \tau_{yz} \\ \tau_{xz} & \tau_{yz} & \sigma_z - \sigma_i \end{pmatrix} = (0, 0, 0) \tag{7.30}$$

Se trata pues de resolver un sistema de tres ecuaciones, para lo que hay que anular el determinante de la matriz cuadrada, obteniéndose como resultado de esta operación la siguiente igualdad:

$$\sigma_i^3 - I_1 \, \sigma_i^2 + I_2 \, \sigma_i - I_3 = 0 \tag{7.31}$$

Donde I_i son los invariantes de tensiones tales que:

$$I_1 = \sigma_x + \sigma_y + \sigma_z \tag{7.32}$$

$$I_2 = (\sigma_y \sigma_z - \tau^2_{yz}) + (\sigma_x \sigma_z - \tau^2_{xz}) + (\sigma_x \sigma_y - \tau^2_{xy}) \tag{7.33}$$

$$I_3 = (\sigma_x \sigma_y \sigma_z) - (\sigma_x \tau^2_{yz}) - (\sigma_y \tau^2_{xz}) - (\sigma_z \tau^2_{xy}) + 2(\tau_{xy} \tau_{xz} \tau_{yz}) \tag{7.34}$$

Los cosenos directores para cada una de las direcciones principales serán:

$$\cos(\sigma_{ix}) = A_i / K_i \quad ; \qquad (i=1,2,3) \tag{7.35}$$

$$\cos(\sigma_{iy}) = B_i / K_i \quad ; \qquad (i=1,2,3) \tag{7.36}$$

$$\cos(\sigma_{iz}) = C_i / K_i \quad ; \qquad (i=1,2,3) \tag{7.37}$$

donde:

$$K_i = (A^2_i + B^2_i + C^2_i)^{1/2} \tag{7.38}$$

$$A_i = (\sigma_y - \sigma_i)(\sigma_z - \sigma_i) - \tau^2_{yz} \tag{7.39}$$

$$B_i = \tau_{yz} \tau_{xz} - \tau_{xy} (\sigma_z - \sigma_i) \tag{7.40}$$

$$C_i = \tau_{xy} \tau_{yz} - \tau_{xz} (\sigma_y - \sigma_i) \tag{7.41}$$

De esta forma quedaría calculado completamente el elipsoide de tensiones en la zona de medida.

7.9. Sobreperforación y medida con la célula extensométrica “door-stopper”

El sistema “door-stopper” permite obtener las tensiones en el plano del fondo de un sondeo, a partir de las deformaciones unitarias medidas en tres direcciones en dicho plano tras ser liberadas las tensiones mediante sobreperforación. (Ramírez Oyanguren et al., 1984).

7.9.1. Descripción de la técnica

Para aplicar esta técnica se coloca una roseta de tres bandas extensométricas, dos perpendiculares entre sí y la tercera formando un ángulo de 45º con las anteriores, situadas en la base de una cápsula de silicona que protege los contactos eléctricos, en el fondo plano del barreno. Las salidas de la roseta están conectadas a cuatro bornes de cobre en un estuche aislado (Figura 7.21). El proceso que se lleva a cabo es el que se describe a continuación (Ramírez Oyanguren et al., 1984).

En primer lugar se realiza el barreno interior de 76 mm de diámetro y de suficiente longitud para alcanzar un punto donde no lleguen las tensiones inducidas en la galería desde la que se realiza este barreno (Fig. 7.22.1 y 2). Normalmente se utiliza una herramienta para dejar el fondo del barreno liso (Fig. 7.22.3). Luego la célula se pega con resina a la superficie pulida del fondo del barreno y se aprieta con una herramienta manual hasta que queda totalmente fijada, momento en el

el que se toma la lectura inicial o lectura cero (Figura 7.22. 4). A continuación se retira la herramienta manual, se sobreperfora el barreno y se toman lecturas continuas de las deformaciones unitarias en cada banda (obsérvese que los cables salen por el interior de la broca de sobreperforación)hasta el momento en que no se observen variaciones significativas entre cada lectura y la anterior (Fig. 7.22.5).

Finalmente, la diferencia de las deformaciones leídas antes y después de la sobreperforación del barreno son ε_A, ε_B y ε_C.

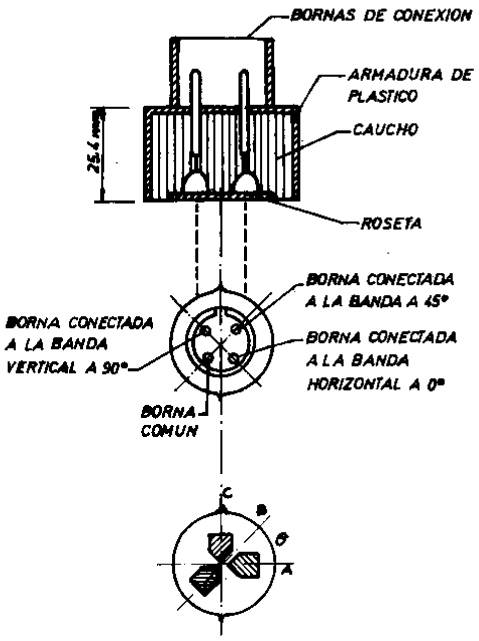


Figura 7.21. Sección y planta del "door-stopper" según Ramírez Oyanguren et al., (1984).

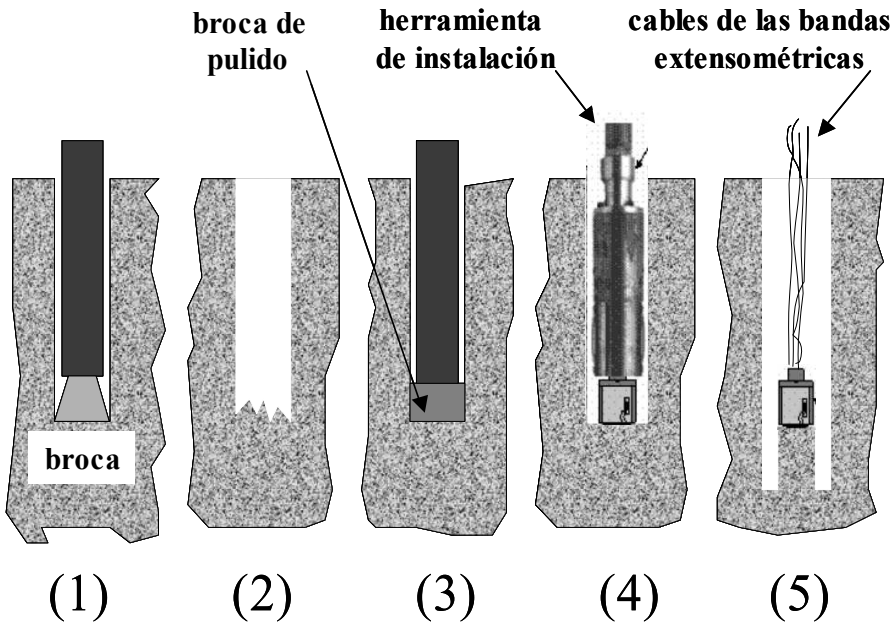


Figura 7.22. Esquema de perforación inicial (1), estado perforado inicial (2), pulido del fondo de barreno para correcta instalación (3), colocación (4) y medida con la célula "door-stopper" (5).

7.9.2. Interpretación

Las tres direcciones de medida suelen ser horizontal, vertical y la tercera intermedia a 45º; de no ser así, se podrían relacionar con las señaladas de acuerdo a las siguientes expresiones:

$$\begin{aligned}\varepsilon_A &= \varepsilon_x \cdot \cos^2\theta_A + \varepsilon_y \cdot \mathrm{sen}^2\theta_A + \gamma_{xy} \cdot \cos\theta_A \cdot \mathrm{sen}\,\theta_A \\ \varepsilon_B &= \varepsilon_x \cdot \cos^2\theta_B + \varepsilon_y \cdot \mathrm{sen}^2\theta_B + \gamma_{xy} \cdot \cos\theta_B \cdot \mathrm{sen}\,\theta_B \\ \varepsilon_C &= \varepsilon_x \cdot \cos^2\theta_C + \varepsilon_y \cdot \mathrm{sen}^2\theta_C + \gamma_{xy} \cdot \cos\theta_C \cdot \mathrm{sen}\,\theta_C\end{aligned} \qquad (7.42)$$

Donde: θ_A, θ_B y θ_C, son los ángulos que forman las direcciones de medida de ε_A, ε_B y ε_C con la horizontal; ε_x es la deformación horizontal y ε_y la vertical; y γ_{xy} es la angular, que se puede obtener mediante:

$$\gamma_{xy} = \frac{1}{2}\delta_{xy} = \frac{1}{2}\left[2 \cdot \varepsilon_{45} - (\varepsilon_x + \varepsilon_y)\right] \qquad (7.43)$$

Si se hacen coincidir los ejes coordenados x, y, z, con las direcciones de tres sondeos ortogonales, según se observa en la Figura 7.23, se pueden conocer las deformaciones en 9 direcciones, que se relacionan con el sistema de coordenadas elegido del siguiente modo:

$$\begin{aligned} D_1 &= \varepsilon_1 = \varepsilon_7 & \qquad D_4 &= \varepsilon_8 \\ D_2 &= \varepsilon_4 = \varepsilon_9 & \qquad D_5 &= \varepsilon_6 \\ D_3 &= \varepsilon_2 = \varepsilon_5 & \qquad D_6 &= \varepsilon_3 \end{aligned} \qquad (7.44)$$

Así se determinan dos valores para cada D_1, D_2 y D_3, que deben ser iguales, y un valor para cada deformación a 45º en los planos coordenados.

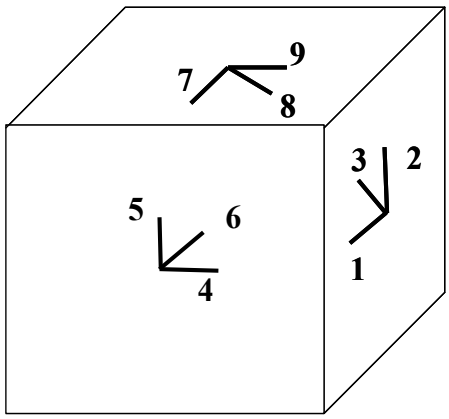


Fig. 7.23. Esquema de orientación de las tensiones medidas con la célula "door-stopper".

El tensor de deformación de la roca en función de las deformaciones medidas es:

$$\begin{aligned}
&\varepsilon_x = D_1 \;;\quad \varepsilon_y = D_2 \;;\quad \varepsilon_z = D_3 \\
&\gamma_{xy} = \frac{1}{2}\delta_{xy} = \frac{1}{2}\left[2\cdot D_4 - (D_1 + D_2)\right] \\
&\gamma_{yz} = \frac{1}{2}\delta_{yz} = \frac{1}{2}\left[2\cdot D_5 - (D_2 + D_3)\right] \\
&\gamma_{xz} = \frac{1}{2}\delta_{xz} = \frac{1}{2}\left[2\cdot D_6 - (D_3 + D_1)\right]
\end{aligned} \tag{7.45}$$

En todo lo expuesto hasta aquí se ha considerado que las tensiones obtenidas en el fondo del sondeo mediante el método del "door-stopper" son las realmente existentes en el macizo. Sin embargo, esto no es así debido a que el fondo del taladro donde se realizan las medidas de deformación se ve afectado por la concentración de tensiones creadas por el propio sondeo.

Para el caso general de un estudio tridimensional de tensiones referido a un sistema de referencia x, y, z , como el de la Figura 7.23, y considerando que la roca es homogénea e isótropa, los coeficiente de concentración de tensiones pueden plantearse de la siguiente forma:

$$\begin{aligned}
\sigma_1' &= a\cdot\sigma_1 + b\cdot\sigma_2 + c\cdot\sigma_3 \\
\sigma_2' &= a\cdot\sigma_2 + b\cdot\sigma_1 + c\cdot\sigma_3
\end{aligned} \tag{7.46}$$

Es decir, la tensión que se mide en una dirección principal en del fondo del taladro, por ejemplo σ_1', es igual al producto de los factores de concentración de tensiones *"a"*, *"b"*, *"c"* por las tensiones principales reales existentes en el macizo, σ_1, σ_2 y σ_3. Los factores dependen del coeficiente de Poisson de la roca.

En un estudio realizado por Asensio, Laín y Ramírez-Oyanguren (1989), se ha determinado la variación de los distintos parámetros *"a"*, *"b"*, *"c"* en función del coeficiente de Poisson, para el caso de igualdad de las tres tensiones. Se presenta en la Figura 7.24 la curva del factor de concentración

"a" en función del coeficiente de Poisson. En situaciones normales es suficiente considerar este parámetro, ya que los otros tienen una influencia poco significativa.

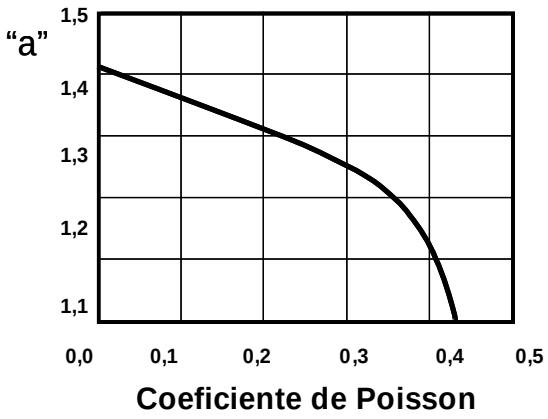


Fig. 7.24. Factor de concentración *"a"* frente al coeficiente de Poisson.

7.10. Método de las células planas o "Flat-jacks"

En el caso de que se tenga acceso a una cara libre del macizo rocoso (p.ej. la pared de una galería) se puede medir la tensión a partir de un método muy simple introducido en Francia por Tincelin en los años 50.

Para la aplicación del método se utilizan células planas, que consisten en dos chapas de acero soldadas en sus bordes junto con una válvula de entrada que permite el paso de aceite a su interior. Hoy en día existen células de este tipo normalizadas y capaces de resistir sin romperse presiones hidráulicas de hasta 100 MPa.

Este método permite obtener de una manera fácil y económica una componente del tensor tensión. La instrumentación necesaria es sencilla, asequible y robusta, lo cual es una gran ventaja en las labores de interior.

El problema básico que se suele presentar es que sólo se puede aplicar cuando el macizo rocoso en los paramentos de la galería se mantiene en estado elástico, lo cual no siempre ocurre.

Tampoco resulta demasiado sencilla la interpretación ya que, tal y como se verá, se miden las tensiones afectadas por una gran excavación por lo que la interpretación siempre va a necesitar de un análisis inverso en el que se buscará el estado tensional inicial a partir de las tensiones redistribuidas alrededor del hueco ya excavado. Esta dificultad es común al método del "door-stopper", si bien el caso de las células planas es más complejo al ser el hueco mucho mayor.

7.10.1. Descripción de la técnica

Para llevar a cabo el proceso de medida se comienza situando sobre la pared de roca uno o más

pares de puntos de medida. La separación entre estos puntos, "d_0", suele ser de orden centimétrico, estando la distancia normalizada en función del tamaño de célula que se desee instalar. Después se realiza (normalmente mediante barrenos paralelos superpuestos o mediante sierras de disco) una abertura o ranura en la roca perpendicularmente a la línea de unión de los puntos de medida y entre ellos (Figura 7.25).

Como consecuencia de la realización de esta abertura la separación entre los puntos de medida *"d_0"* disminuirá hasta alcanzar un valor menor, siempre que la roca este sometida a compresión en la dirección perpendicular a la ranura realizada. Esta tensión normal inicial podría ser calculada a partir de este desplazamiento si se conocieran las constantes elásticas de la roca. Sin embargo, lo habitual es utilizar un método que evite emplear dichas constantes. Una vez realizada la ranura se introduce en ella la célula plana, se cementa con un mortero adecuado (de constantes elásticas análogas a las de la roca) y se comienza a aumentar la presión del aceite.

Cuando al aumentar esta presión la distancia entre los puntos de medida sea exactamente igual a la que existía previamente a la realización de la ranura, *"d_0"*, la presión en la célula *"p_c"* será aproximadamente igual a la que existía en esa dirección antes del comienzo del proceso (Figura 7.25). Teóricamente, habría que corregir este valor en función de las tensiones originales paralelas a la célula, de la diferencia de presión entre el interior y exterior de la placa y de las propiedades elásticas del mortero. Sin embargo, generalmente estas correcciones, que por otro lado resultarían bastante complejas, no suelen producir variaciones excesivamente importantes en los resultados. Por todo ello, *"p_c"* (ver Figura 7.25) es una estimación aceptable para la tensión media normal al plano de colocación de la célula.

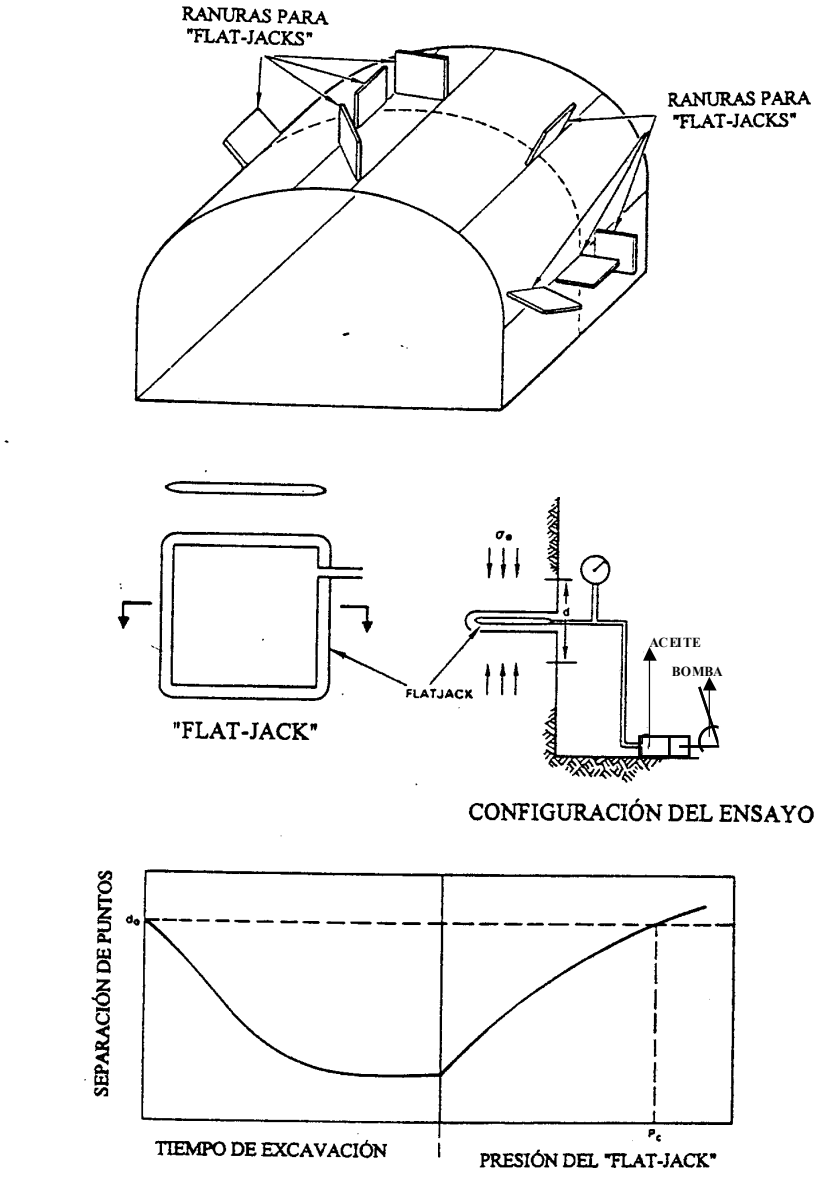


Figura 7.25.: Ensayo de células planas o "flat-jacks". (Según ISRM,1981). Cortesía de Elsevier.

7.10.2. Interpretación

La principal desventaja del método es que la zona en la que se realiza la medida habrá sufrido una variación muy significativa de su estado tensional debido a la excavación de la galería o cámara desde la que se realiza la medida. Si la galería ha sido excavada cuidadosamente, la variación del estado tensional de la misma puede ser calculada a partir un estudio de distribución de tensiones (analítico o numérico -MEF ó MDF-).

En general, si se realizan tres medidas de tensión normal perpendiculares a tres planos radiales donde se instalen células alrededor de la galería, se obtendrán tres valores $\sigma_{\theta A}$, $\sigma_{\theta B}$ y $\sigma_{\theta C}$ para las tensiones tangenciales (paralelas a la superficie de la excavación), en esos planos. Así las tensiones iniciales en el plano perpendicular a la galería se podrán calcular invirtiendo la relación:

$$\begin{pmatrix} \sigma_{\theta A} \\ \sigma_{\theta B} \\ \sigma_{\theta C} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} a_{11} & a_{12} & a_{13} \\ a_{21} & a_{22} & a_{23} \\ a_{31} & a_{32} & a_{33} \end{pmatrix} \cdot \begin{pmatrix} \sigma_x \\ \sigma_y \\ \tau_{xy} \end{pmatrix} \tag{7.47}$$

Donde los coeficientes a_{ij} se determinan a partir del estudio analítico o numérico. Por ejemplo, si en una galería perfectamente circular se instalan dos células planas en la bóveda y el hastial de la misma ($\sigma_{\theta Bóveda}$ y $\sigma_{\theta Hastial}$), si las tensiones naturales principales son horizontal y vertical, y suponiendo el radio del túnel suficientemente grande con respecto a la anchura de las células, entonces la expresión anterior quedaría simplificada a:

$$\begin{pmatrix} \sigma_{\theta Hastial} \\ \sigma_{\theta Boveda} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} -1 & 3 \\ 3 & -1 \end{pmatrix} \cdot \begin{pmatrix} \sigma_h \\ \sigma_v \end{pmatrix} \tag{7.48}$$

De donde se podría obtener:

$$\begin{pmatrix} \sigma_h \\ \sigma_v \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} -1 & 3 \\ 3 & -1 \end{pmatrix}^{-1} \cdot \begin{pmatrix} \sigma_{\theta Hastial} \\ \sigma_{\theta Boveda} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 1/8 & 3/8 \\ 3/8 & 1/8 \end{pmatrix} \cdot \begin{pmatrix} \sigma_{\theta Hastial} \\ \sigma_{\theta Boveda} \end{pmatrix} \tag{7.49}$$

Así quedarían calculadas las tensiones vertical y horizontal en el plano perpendicular al eje de la galería, que serán las más interesantes para el análisis tensional. Poniendo un número mayor de células en distintas direcciones se podría llegar a estimar el tensor completo.

REFERENCIAS

Amadei, B. y Stephansson,O. (1997). *"Rock Stress and its Measurement*". Chapman & Hall.

Alejano, L.R., Alonso, E. (2005). Considerations on the dilatancy angle in rocks and rock masses. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci..* Vol. 42. En imprenta.

Asensio, J., Gutiérrez, A., Laín, R. y Ramírez Oyanguren, P. (1989). Los coeficientes de concentración de tensiones en los ensayos de liberación tensional en macizos rocosos según el método door-stopper. *Primeras Jornadas sobre Geotecnia y Seguridad Minera*. F.G.P. Madrid.

Barry, P.L. y Reid, D. (1993)*: "Mecánica de Suelos*". Ed. McGraw-Hill.

Besuèlles, P., Desrues, J., Raynaud, P. (2000). Experimental characterization of the localization phenomenon inside a Vosgues sandstone in a triaxial cell. *Int. J. of Rock Mech. Min. Sci*., Vol. 37, pp. 1123-1237.

CFMR – Comité Français de Mécanique des Roches (2004). *Manuel de Mécanique de roches-Tome 2: Les applications*. Presses de L'École des Mines de Paris. Paris.

Clark, I.H. (2004). Simulation of tectonic history to define rock-mass stresses on a regional geological state. 1st UDEC Symposium: Numerical Modeling of Discrete Materials. Bochum. Alemania. pp 183-187. Ed. Balkema.

Cornet, F.H., Wileveau, Y., Bert, B. & Darcy, J. (1997). Complete stress determination with the HTPF tool in a mountaineous region. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci.* Vol. 34:3-4, CD-ROM, 1997.

Fairhurst, Ch. (2003). Stress determination in rock: a brief history and review. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci.*, Vol. 40, pp 957-973.

Galera, J.M. (1994). *Caracterización geotécnica de los macizos rocosos*. Apuntes del curso de doctorado del mismo nombre. ETSI Minas e Madrid. UPM.

González de Vallejo, L.I., Serrano, Capote, R, y De Vicente, G. (1988): *"The State of stress in Spain and its assesment by empirical methods"*. Actas del Cong. Int. Rock Mechanics and Power Plants, Madrid pp 165-172.. A.A. Balkema, Rotterdam, Holanda.

Goodman, R.E. (1989)*: "Introduction to Rock Mechanics*". Ed. John Wiley & sons.

Gutierrez, M. (1998): "Shear band formation in rocks with a curved surface". *Int. J. Rock Mech. Min. Sci..* Vol. 35: 4-5, Paper 95.

Haimson, B.C., Cornet, F.H. (2003). ISRM suggested methods for rock stress estimation – Part 3: Hydraulic fracturing (HF) and/or hydraulic testing of pre-existing fractures (HTPF). *Int. J. Rock Mech. Min. Sci.*, Vol. 40, pp 1011-1020.

Hart, R. (2003). Enhancing rock stress understanding through numerical analysis. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci.*, Vol. 40, pp 1089-1097.

Hoek, E. y Brown, E.T. (1980)*: "Underground Excavations in Rock*". IMM. Chapman & Hall.

Hoek, E., Kaiser,P.K. y Bawden.W.F. (1995): "*Support of Underground Excavations in Hard Rock*". A.A. Balkema.

Hudson, J.A. y Harrison, J.P. (2000): *"Engineering Rock Mechanics. An Introduction to the Principles".* Ed. Pergamon Press.

Hudson, J.A., Cornet, F.H., Christiansson, R. (2003). ISRM suggested methods for rock stress estimation – Part 1: Strategy for rock stress estimation. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci.*, Vol. 40, pp 991-998.

ISRM -Commission on testing Methods- (1987): Suggested Methods for Rock Stress Determination. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr.* Vol. 24, No. 1, pp 53-73.

Itasca (2003). 3-DEC - *User manual for 3-DEC, 3 Dimensional Distinct element Method. Version 3.0*. Itasca Consulting Group Inc.. Minnesota, EEUU.

Kobayashi, IS, Takahashi, T. Yoshikawa, T. y Yoshida, T. (2001) *"Improved conical-end borehole method".* Actas de Cong. Int. EUROCK' 2001. Helsinki, Finlandia. pp 109-114. Balkema. Rotterdam.

Konietzky, H., te Kamp, L. (2004).Numerical Stress Field Modeling for Underground Structures. 1st UDEC Symposium: Numerical Modeling of Discrete Materials. Bochum. Alemania. pp 155-164. Balkema. Rotterdam.

Ljunggren, C., Yanting Chan, Janson, T., Christiansson, R, (2003). An overview of rock stress measurement methods. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci.*, Vol. 40, pp 975-983.

Obert, L., Duval, W.I. (1967). Rock Mechanics and the design of Structures in Rock. Ed. Wiley.

Peres-Rodrigues, F. et al. (1993):Actas del Cong. Int. de Efectos de Escala en Macizos Rocosos, Lisboa, Portugal. Balkema. Rotterdam.

Ramírez Oyanguren, P. et al. (1984). *Mecánica de Rocas aplicada a la Minería Metálica Subterránea*. I.T.G.E., Madrid, España.

Sheorey, R. (1994). A Theory for In Situ Stresses in Isotropic and Transversely Isotropic Rock. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr.* Vol. 31, No. 1, pp 23-34.

Sheorey, R., Murali Mohan, G. y Sinha, A. (2002). Influence of elastic constants on the horizontal in situ stress. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci..* Vol. 38, pp 1211-1216.

Sjöberg, J., Christiansson, R., Hudson, J.A. (2003). ISRM suggested methods for rock stress estimation – Part 2: Overcoring methods. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci.*, Vol. 40, pp 999-1010.

8. ASPECTOS GENÉRICOS DE INGENIERÍA DE TALUDES EN ROCA

Puesto que el macizo rocoso detrás de cada talud es único, no existen recetas normalizadas ni soluciones rutinarias que garanticen una respuesta correcta cada vez que sean aplicadas
E. Hoek y J. Bray, 1974

8.1. Introducción

Imagínese un macizo rocoso granítico sin discontinuidades y totalmente seco, para el que se puede suponer un valor de resistencia a compresión simple de 175 MPa, un valor del parámetro m de Hoek-Brown de 30 y un pesó específico de 26 kN/m^3. Al no presentar discontinuidades el macizo, las propiedades del mismo serán las de la roca, que se podrán estimar, de acuerdo con las teorías de Hoek-Brown (Hoek et al., 2002), en una cohesión de unos 30 MPa y un ángulo de fricción de 53º. Supóngase ahora que se quiere hacer un talud vertical en este macizo exigiendo un coeficiente de seguridad de 1,3 (valor adecuado a las normativas vigentes en minería). Si se calcula mediante un método más bien conservador como el de los ábacos de Hoek-Bray (1974), que se presentará más adelante en el libro, la altura máxima permisible en estas condiciones para el talud vertical sería de casi 4500 metros.

Este valor no debe resultar sorprendente ya que en Noruega existe un cortado de pendiente casi vertical de más de 1 km de altura denominado la “pared del Troll” (Fig. 8.1) formado por un gneiss de gran dureza y con pocas discontinuidades. Además, en la cordillera del Himalaya existen algunos precipicios verticales de varios kilómetros. La naturaleza por tanto hace razonable el cálculo presentado.

Figura 8.1. Cortado de Trollveggan o "Pared del Troll" en Noruega, se trata de la pared vertical más alta de Europa de unos 1000 metros de altura. Según http://www.bigwalls.net/climb/Troll.html.

Esto quiere decir que la realización de un talud vertical de 10 o 15 metros, que a algunos les podría parecer un riesgo elevadísimo, no sólo no tiene por qué ser tal sino que puede ser una opción conservadora; también puede ser inestable. La clave, como se verá, radica en la presencia de discontinuidades, sus características y su orientación con respecto a los taludes.

8.2. Consideraciones económicas

El diseño de grandes taludes en el ámbito de la ingeniería civil y minera resulta cada día más común. El ingeniero se ve normalmente entre la espada de la seguridad y la pared de la economía. Ciertamente, aumentando la inclinación de los taludes se pueden ahorrar enormes cantidades de dinero al reducir el volumen de material a excavar, pero la inclinación de un talud debe tener como límite la seguridad del mismo, ya que todo el ahorro conseguido puede perderse, poniéndose además en riesgo la seguridad de las personas o cosas que se encuentren en o bajo el talud (Hustrulid et al., 2000).

8.2.1. Ejemplo ilustrativo de proyecto minero

Al objeto de ilustrar esta dialéctica se presenta un ejemplo ficticio simplificado de un proyecto minero. Se tiene un yacimiento de cobre situado a una profundidad de entre 150 y 200 metros, de forma más o menos horizontal y tabular y planta más o menos circular de unos 75 metros de radio. Se han estimado unas reservas de 3,6 Mtn de mineral de cobre con una ley media del 1,7% de Cu, para una ley de corte del 0,9% del metal rojo. Se supone que el rendimiento global de mina y planta es del 65% (recuperación de Cu), por lo que se estima recuperar 39780 tn de cobre, que se pagarán a 1600 €/tn, de lo que habrá que descontar el 15% en concepto de gastos de transporte, fundición, penalizaciones, comercialización, etc...

Para un proyecto de esta magnitud, bastante menor que la corta de cobre que se muestra en la Figura 8.2., se calcula una inversión inicial necesaria de 20 M€, a la que habrá que sumar los costes operativos que incluirán sólo el coste de arranque, carga y transporte (a escombrera el estéril y a planta el mineral) de cada m^3 de material a movilizar, y que se pueden estimar, en promedio, aproximadamente en 1,5 €/m^3.

El yacimiento se encuentra en un macizo rocoso de caja, con un peso específico de 25 kN/m^3 tal que la resistencia a compresión simple de la roca sana es de 30 MPa, el *GSI* del macizo rocoso se estima en 45 y en laboratorio se ha obtenido un valor de la m_i de Hoek-Brown de 10, suponiéndose, además, un valor del parámetro de perturbación del macizo D=1. Para estas condiciones se obtendrían unos parámetros resistentes del macizo, en términos de Mohr-Coulomb, de cohesión = 650 kPa y fricción = 15º (Hoek *et al*., 2002). Se supone que en este macizo no hay discontinuidades lo suficientemente persistentes y poco resistentes como para que se produzcan roturas a través de las mismas.

Figura 8.2. Ejemplo de corta de cobre en su fase final de desarrollo y de dimensiones mucho mayores que el ejemplo que se presenta de forma simplificada para su análisis. Corta de cobre de Palabora en Sudáfrica. Según http://www.mining-technology.com/projects/palabora/palabora2.html.

Se plantea la extracción del mineral mediante una corta con forma de tronco de cono que habrá de tener 200 m de profundidad (*h*) y una plaza circular de 75 m de radio (*R*). Lógicamente la inclinación media o ángulo general de talud (α) marcará los m^3 de material a extraer y consecuentemente los costes de explotación. (Fig. 8.3.a).

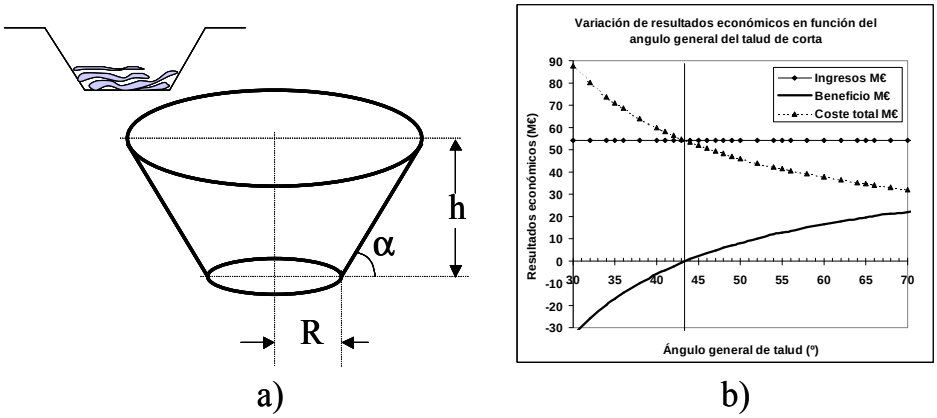


Figura 8.3. a) Diseño básico de corta para explotar el yacimiento de cobre indicado. b) Resultados económicos (Ingresos, costes y beneficios) del ejemplo simplificado de estudio de viabilidad minera de un yacimiento de cobre en función del ángulo medio de corta.

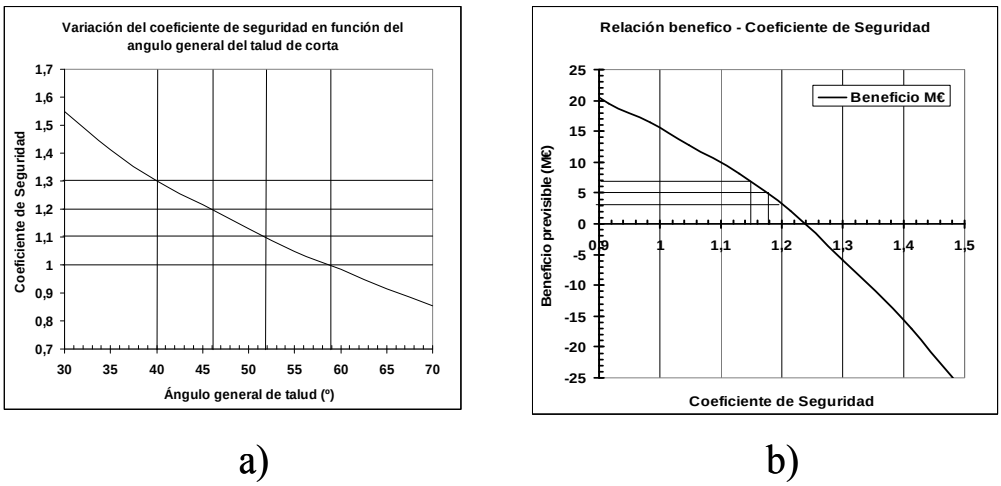
Si se calcula como varían los costes, ingresos y beneficios en función de esta inclinación general del talud se obtendrá la gráfica de la Figura 8.3.b, donde se observa que por cada grado que se incremente el ángulo general de talud el beneficio aumenta del orden de 1,5 M€. Esto da una idea del interés de realizar estudios geotécnicos finos y de que siempre va a ser conveniente realizar diseños no conservadores, acompañados de sistemas de vigilancia. Esto es casi una máxima de la gran minería y sin ella apenas se podría lanzar un gran proyecto minero. También hay que señalar que muchos de los avances en ingeniería de taludes en macizos rocosos producidos en los años 60 y 70, han sido financiados por compañías mineras

que querían ejecutar sus taludes de manera suficientemente segura y rentable. En lo que concierne a este proyecto se observa que para ángulos de talud por debajo de 43º la inversión no sería rentable por lo que nadie querría invertir en un proyecto de este tipo.

Para los supuestos de partida se podría calcular el coeficiente de seguridad del talud, suponiéndo que la rotura más probable es la circular y mediante los ábacos de Hoek-Bray (Hoek y Bray, 1974). La realidad suele ser, en general, mucho más compleja, pero valgan estas simplificaciones para poner de manifiesto la influencia de la economía en los análisis de estabilidad. Mediante dichos ábacos se ha obtenido la gráfica de la Figura 8.4.a que relaciona el coeficiente de seguridad del talud con su inclinación. En ella se observa cómo para 59º se tendría un CS=1, con 52º se pasaría a 1,1, con 46º se llegaría a 1,2 y con 40º se alcanzaría un CS=1,3.

Finalmente, en la Figura 8.4.b., se presenta la gráfica que relaciona el coeficiente de seguridad con el beneficio. Si, por ejemplo, se exigiera un coeficiente de seguridad de 1,3, esto llevaría a un ángulo de talud de corta de 40º, lo cual haría el proyecto inviable. Si se decidiera y fuera posible trabajar con un coeficiente de seguridad de 1,2 (que es el que considera mínimo la legislación española si no se incluye el efecto sísmico), se tendría un beneficio en torno a 3 M€, lo cual daría un nivel de rentabilidad razonable, si bien algo exiguo para un sector de cierto riesgo como el minero. Piénsese que el Estado que permitiera trabajar con un CS = 1,2, recuperaría al menos un tercio del beneficio en concepto de impuestos directos a la empresa, más aproximadamente otro tanto en términos de la riqueza creada.

Probablemente, la solución más razonable para este tipo de proyecto sería bajar levemente el CS de trabajo a 1,15, lo cual daría un ángulo medio de los taludes de la corta de 48º y un beneficio de partida de unos 7 M€. Esta bajada del CS, supondría un incremento del beneficio, que debería emplearse parcialmente en financiar un sistema de vigilancia de taludes adecuado para las condiciones de la explotación y que permitiera ajustar localmente el ángulo de talud: aumentándolo allá donde se observe un elevado grado de estabilidad y disminuyéndolo allá donde se observen indicios de inestabilidad.



a) b)

Figura 8.4. a) Variación del coeficiente de seguridad de los taludes de la corta en función del ángulo medio de talud. b) Relación entre beneficio y coeficiente de seguridad de los taludes de la corta para el proyecto minero simplificado analizado.

En la práctica minera actual, el enfoque que se suele dar a la estabilidad de taludes pasa por la realización de análisis de coeficientes de seguridad estadísticos (aspecto este que trata con mucho más detalle el capítulo 13 de este libro), que proporcionarán no sólo un CS medio sino también la probabilidad de que el CS sea inferior a uno, esto es la probabilidad de que, si el análisis de estabilidad es correcto, se caiga el talud. Supóngase que se hace un diseño en el que la probabilidad de que el CS sea inferior a uno sea del 5%. Este sería un diseño razonablemente adecuado, ya que por cada 100 metros de talud habría una zona de 5 metros con problemas de estabilidad; riesgo razonable y compatible con la explotación minera, siempre que se disponga de un sistema de vigilancia adecuado y se sitúen las infraestructuras (pistas, etc..) de la explotación en aquellos taludes a priori más estables.

No obstante, no hay que olvidar la seguridad ya que, tal y como ha ocurrido en algunas ocasiones, un excesivo énfasis en el platillo de la balanza correspondiente al beneficio, puede llevar a grandes caídas de taludes y negocios.

8.2.2. Consideraciones generales sobre estabilidad de taludes

En la mayor parte de los casos, el estudio de las inestabilidad de taludes no puede realizarse a nivel general, sino talud por talud, ya que las inestabilidades suelen ir asociadas a la presencia de discontinuidades concretas con orientaciones determinadas. La estabilidad de taludes suele estar muy condicionada por la presencia de agua, que en muchos casos es el factor determinante, ya que los coeficientes de seguridad suelen ser muy diferentes para un talud excavado en un macizo rocoso totalmente seco o totalmente saturado.

Cuando el coeficiente de seguridad de un talud bien calculado es inferior a 1, es muy probable que se produzca su rotura. En un caso determinado, se podrá dar esta circunstancia a partir de una cierta inclinación del talud. En la mayoría de los taludes mineros, donde sólo es necesario garantizar la estabilidad durante un tiempo relativamente corto, mientras dure la operación minera, se considera suficiente un coeficiente de seguridad igual o superior a 1,2. Si se trata de garantizar la estabilidad de taludes a más largo plazo, hay que pensar en un coeficiente de seguridad del orden de 1,5. Mediante cálculos se podrá determinar el ángulo de inclinación del talud, en los casos de que se encuentre seco o totalmente saturado, para alcanzar un determinado coeficiente de seguridad.

Para analizar las consecuencias económicas de una inestabilidad en un talud minero, en primer lugar hay que evaluar los costes de retirada del material deslizado cuando se rompe el talud, para lo cual hay que estimar el volumen del deslizamiento, que depende de la pendiente del talud. Por otra parte, se debe determinar el volumen de rocas que hay que mover para tender el talud hasta alcanzar un ángulo que garantice su estabilidad. Además, hay que evaluar el coste de la colocación de anclajes u otros elementos de retención en el talud, si fueran necesarios, para alcanzar un determinado coeficiente de seguridad, tanto en condiciones secas como saturadas.

Para poder comparar opciones y decidir cual es la más adecuada en cada caso, se pueden referir los costes a una unidad básica, por ejemplo, la tonelada o el metro cúbico de material extraído. En primer lugar, se estima respecto a la citada unidad básica, el coste unitario de

limpieza de un talud que ha sufrido un deslizamiento, evidentemente, el coste total depende del ángulo de inclinación del talud. También hay que evaluar los costes de diseño e instalación de un sistema de drenaje; al contrario que en el caso anterior, estos costes son independientes del ángulo del talud. Análogamente, se evalúan los costes de instalación de los elementos de retención en el talud.

Con todo lo anterior, se tiene un conjunto de datos de costes para las diversas soluciones que se pueden adoptar para resolver un problema de estabilidad de taludes. Esta información proporciona elementos de juicio suficientes para que el ingeniero pueda tomar una decisión sobre la elección de una de las opciones que se plantean. Siguiendo las ideas de Hoek y Bray (1974), estas opciones se concretan en:

1. Tender el talud hasta alcanzar una pendiente que haga que el coeficiente de seguridad no sea inferior a 1,2 en condiciones de saturación.
2. Tender el talud hasta alcanzar una inclinación algo superior que en el caso anterior e instalar un sistema de drenaje que permita llegar a un coeficiente de seguridad de al menos 1,2.
3. Excavar el talud con el máximo ángulo de inclinación posible de manera que quede garantizada su estabilidad en condiciones secas. En cuanto el nivel freático comience a elevarse por encima de una cota determinada se debe esperar que se produzca el deslizamiento de una masa de rocas, que posteriormente se retirará.
4. Dejar el talud con una inclinación superior al caso anterior, de forma que el talud saturado alcance un coeficiente de seguridad 1,2 a base de colocar anclajes u otros elementos de retención en el talud.
5. Dejar el talud vertical e instalar un sistema de drenaje y además los elementos de retención necesarios hasta alcanzar el coeficiente de seguridad de 1,2.
6. Dejar un talud con una inclinación algo inferior a la del talud del caso 4 sin tomar medidas adicionales de estabilización (drenaje o anclajes), pero haciendo una provisión de fondos por si se rompe el talud y hay que retirar el terreno deslizado.

A la hora de tomar una decisión considerando todas las situaciones anteriores, en la mayoría de los casos lo más frecuente es elegir la primera opción, ya que con ello el problema de inestabilidad queda eliminado. Esta opción es la óptima desde el punto de vista económico, a excepción de la posibilidad planteada en el caso 6, suponiendo que el talud no se rompa. Por otra parte, la opción 1 tiene la ventaja de que con ella se garantiza la estabilidad del talud, mientras que en otras opciones en las que se utilizan elementos de drenaje o anclajes de cable, a pesar de haber realizado fuertes inversiones económicas para estabilizar el talud, puede darse el caso de que se produzca la rotura del mismo si concurren un conjunto de circunstancias desfavorables. En ese caso, el coste total sería muy elevado, ya que se sumarían los costes de drenaje o de colocación de anclajes al de retirada del terreno deslizado. A veces, por motivos de expropiaciones, por la proximidad de una estructura que no deba ser afectada por el desmonte o por otras causas, puede ocurrir que la solución de tender el talud hasta alcanzar el coeficiente de seguridad deseado no sea posible. En este caso, no queda más remedio que adoptar otra solución distinta a la primera que se planteó anteriormente.

En taludes mineros es frecuente adoptar la solución 6, consistente en dejar un ángulo de talud superior al que asegura su estabilidad con un coeficiente de seguridad de al menos 1,2, pero

que garantiza que en condiciones normales el talud continuará siendo estable y sólo se produciría su rotura si en el período de vida del mismo se presentara una situación excepcional de lluvias muy fuertes, por ejemplo. Normalmente, se puede aceptar el riesgo de que con un período de retorno determinado de lluvias excepcionales, por ejemplo de 20 años, éstas no se produzcan durante la vida útil del talud, si es inferior a dicho período. Si no hay mala suerte, entonces se estará en la situación óptima desde el punto de vista económico, que es la descrita en el caso 6. Por otra parte, si se han tomado las medidas necesarias en previsión de que pueda deslizar el talud y esto llega a producirse, por ejemplo, en una situación excepcional de lluvias, las consecuencias económicas de la rotura del talud serán del mismo orden de magnitud que las otras opciones, que incluían elementos de drenaje y anclaje del talud, dando por descontado que se han tomado todas las medidas necesarias para no poner en riesgo vidas humanas, maquinaria e instalaciones.

Se presenta al final del capítulo, en el apartado 8.7., un ejemplo específico de este tipo de análisis, para ilustrar con mayor claridad las implicaciones económicas de la estabilidad.

8.3. El papel de las discontinuidades

Considérese ahora que se encuentra en la naturaleza un gran bloque de granito sano atravesado por una sola junta que no posee cohesión. Se podría tallar una muestra en dicho bloque, de forma que se obtuviera una disposición de la junta tal y como se indica en la Figura 8.5.a) pero también se podría cortar dicha muestra como se señala en la Figura 8.5.b).

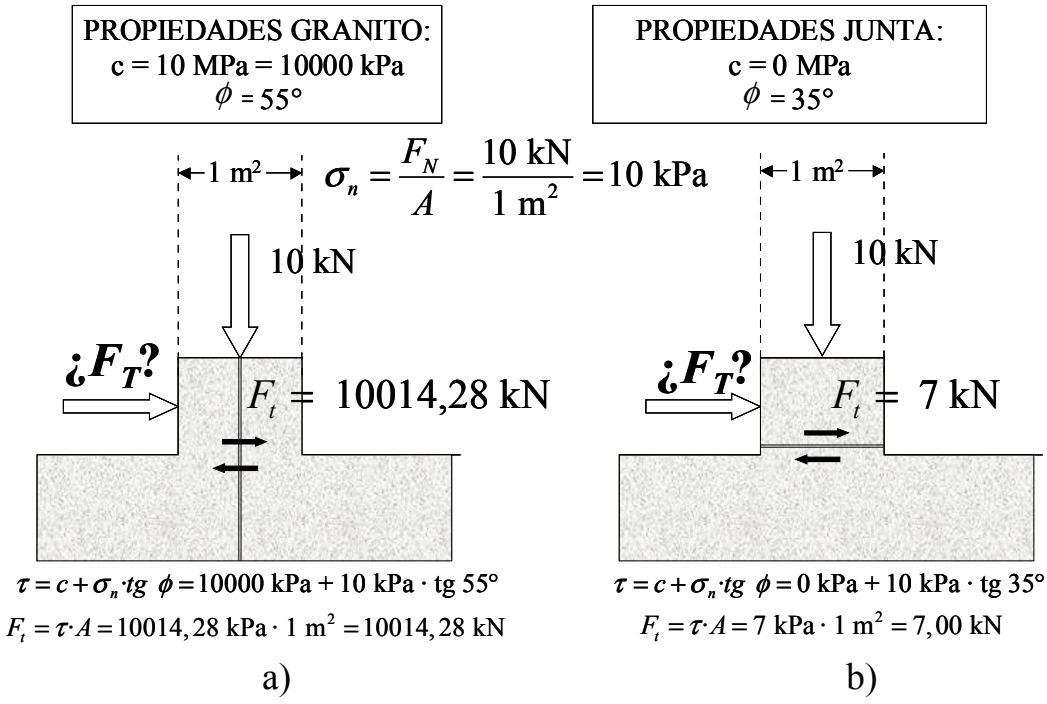


Figura 8.5. Las inestabilidades en taludes se producen mayoritariamente siguiendo discontinuidades favorablemente orientadas.

Considerando ahora las propiedades de la junta y de la roca tal y como se presentan en la Figura 8.5, y suponiéndose que se realizan ensayos de corte en las muestras señaladas, se obtendría que para fracturar y hacer deslizar el bloque de granito en el primer caso sería necesario aplicar una fuerza cortante de más de 10.000 kN, mientras que para hacer lo mismo en el segundo caso, con la discontinuidad adecuadamente orientada, bastaría con aplicar una fuerza de corte de menos de 10 kN para obtener el mismo efecto.

Este ejemplo clásico pretende resaltar el hecho de que en términos generales los elementos de roca sana son muchísimo más resistentes que las discontinuidades que suelen atravesar los macizos rocosos, hecho éste que provoca que un elevadísimo porcentaje de las roturas que se producen en los taludes en roca vayan asociadas a discontinuidades preexistentes en el macizo rocoso, ya que los niveles tensionales que se ejercen sobre los macizos rocosos no suelen ser altos comparados con la resistencia de éstos.

No todas las discontinuidades implican necesariamente la inestabilidad del talud, por ejemplo las presencia de discontinuidades horizontales por sí solas (muy común en algunos macizos rocosos estratificados) no suele afectar la estabilidad de los taludes (Véase Fig. 8.6.).

Análogamente la presencia de discontinuidades verticales con un rumbo perpendicular al del talud, por sí solas (como en el caso del flysch de la Fig. 8.7.), tampoco afecta a su estabilidad.

Aunque la presencia de discontinuidades horizontales y verticales (perpendiculares al talud) por sí solas no genera fenómenos de inestabilidad, en general, la existencia de familias de discontinuidades suficientemente continuas, no muy resistentes y con inclinaciones medias (30 a 60º) suelen ser, en algún caso, origen de problemas. La clave, no obstante, está en la orientación de las familias de discontinuidades con relación a los taludes. Así, estas discontinuidades de inclinación media suelen dar lugar a roturas cuando su rumbo coincide de manera aproximada con el del talud.

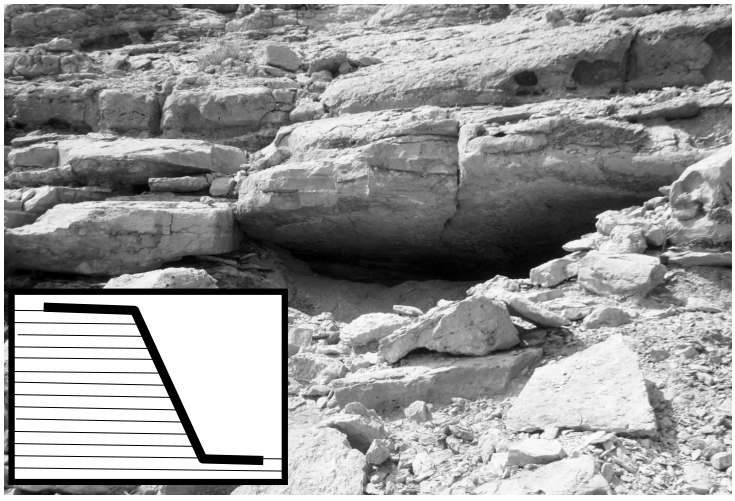


Figura 8.6. Talud en un macizo rocoso con discontinuidades horizontales que no afectan a la estabilidad. Foto: autores.

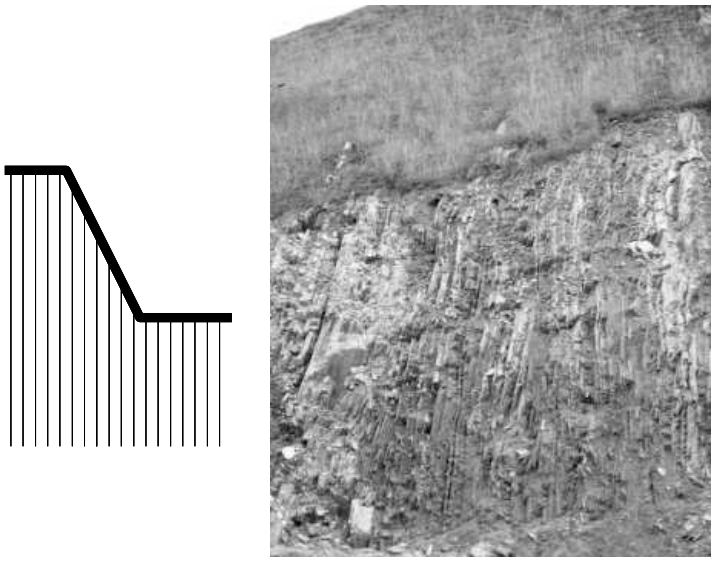


Figura 8.7. Talud en un macizo rocoso con discontinuidades verticales que no afectan a la estabilidad. Foto: autores.

En canteras y cortas mineras, así como en zonas de curvas de carretera (véase la Fig. 8.8.), como quiera que la orientación de los taludes va variando, no resultan extraños los fenómenos de inestabilidad asociados a una familia de discontinuidades del tipo de las señaladas. En el apartado 8.8. de este capítulo se presentará con cierto detalle un ejemplo de cómo gestionar este tipo de situaciones para el caso del diseño de una explotación a cielo abierto, señalándose el tipo de fenómenos de inestabilidad esperables en cada uno de sus taludes según su orientación relativa a las familias de discontinuidades observadas en el macizo rocoso. Cuando la orientación de las discontinuidades o de las fallas, como la que se presenta en la Figura 8.9., es perpendicular al rumbo del talud, éstas no suelen influir sobre la estabilidad, como en el caso de la figura indicada.

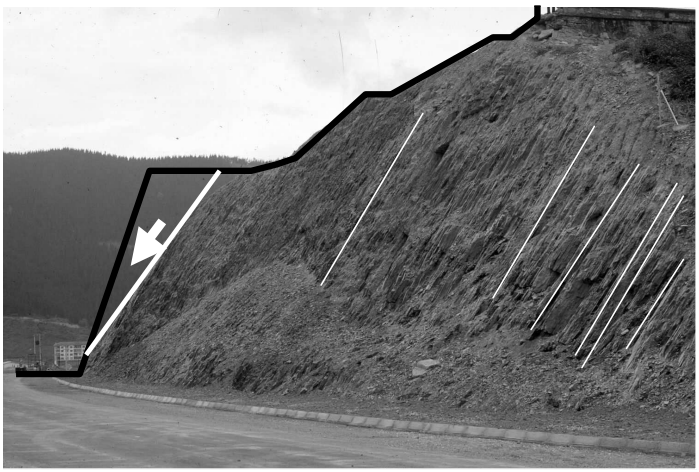


Figura 8.8. Talud en un macizo rocoso de tipo flysch con discontinuidades bastante inclinadas. Estas discontinuidades no afectan la estabilidad el talud cuando sus rumbos no coinciden (derecha), pero han dado lugar a una inestabilidad para el caso de coincidencia de rumbo (izquierda). Foto: autores.

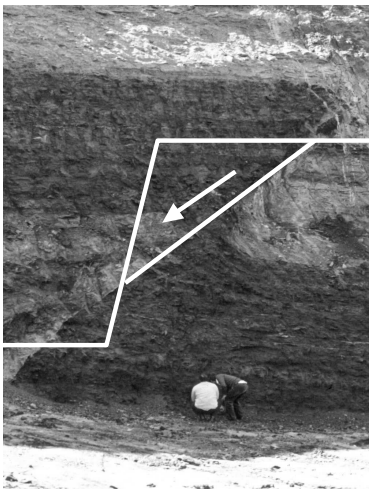


Figura 8.9. Falla inversa en un macizo rocoso típico de la minería del carbón. Como se observa la falla no afecta a la inestabilidad del talud casi vertical por tener ambos rumbos perpendiculares. En el caso de haberse excavado el talud en dirección perpendicular a la que presenta, la inestabilidad sería harto probable. Foto: autores.

8.4. Tipos de rotura

En cualquier parte de la superficie terrestre la gravedad actúa continuamente sobre los materiales, que tienden a dirigirse hacia niveles más bajos. El termino más comúnmente usado para designar los movimientos producidos en los taludes es el de deslizamiento. Dicho término implica movimientos de masas formadas por diferentes tipos de materiales: rocas, suelos, rellenos artificiales o también combinaciones de los mismos, a través de una superficie determinada denominada de rotura. La velocidad con que se desarrollan las roturas de los taludes es variable, dependiendo de la clase de material involucrado en los mismos y del tipo de deslizamiento. El movimiento puede ser progresivo, produciéndose inicialmente una rotura local, que va progresando hasta convertirse en una rotura generalizada.

8.4.1. Tipos de rotura desde el punto de vista del mecanismo

Desde el punto de vista mecánico, las clases de roturas que se suelen producir mayoritariamente en los taludes en roca se pueden dividir en cuatro grupos, a saber:

- Roturas **por deslizamiento según uno o varios planos de discontinuidad** que afloran en el talud y que incluirán las roturas plana y en cuña.

- Roturas **por movimiento relativo de bloques a través de planos de discontinuidad preexistentes** que no afloren necesariamente y que incluirán las roturas por vuelco, algunas roturas que siguen discontinuidades paralelas al talud y las roturas de varios bloques.

- Roturas producidas **parte por deslizamiento a lo largo de planos de discontinuidad y parte por rotura de la roca** y que incluirán las roturas en

escalón, roturas mixtas, roturas complejas (como roturas por deslizamiento y vuelco o el denominado “kink-band slumping”) y otras roturas que siguen parcialmente discontinuidades paralelas al talud (como la rotura por pandeo).

- **Roturas que se producen siguiendo una superficie circular**, sin relación importante con los planos de junta, y que en términos generales se denominan roturas circulares.

Dentro de este encuadre general, los mecanismos de rotura que se producen de manera más frecuente en el ámbito de las ingenierías civil y minera son la rotura plana, la rotura en cuña, la rotura por vuelco, la rotura circular y la rotura siguiendo discontinuidades paralelas al talud. En la Figura 8.10 se presentan, de acuerdo con las propuestas iniciales de Hoek y Bray (1974) con leves modificaciones, los esquemas tridimensionales de la geometría básica de estos tipos de deslizamientos, junto con las condiciones cinemáticas necesarias, pero no suficientes, para que estos mecanismos se puedan producir, y representadas mediante el uso de la proyección estereográfica.

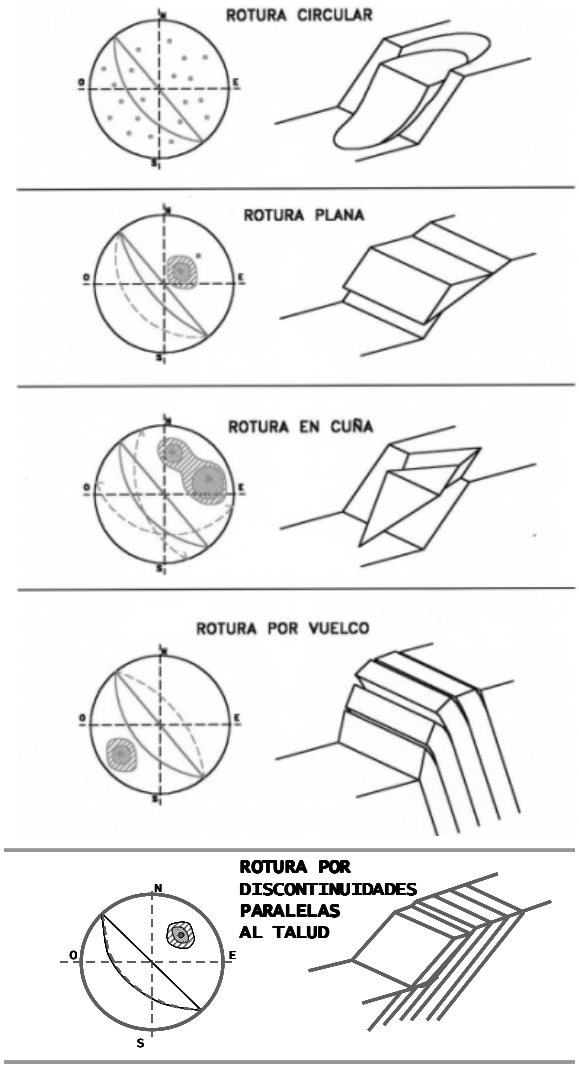


Figura 8.10. Representación de los tipos más comunes de rotura en taludes en roca: en proyección estereográfica y tridimensional. Modificado a partir de Hoek y Bray (1974).

Tal y como muestra la Figura 8.10, estas roturas consisten en:

La **rotura plana** se produce siguiendo una discontinuidad con dirección aproximadamente igual a la del talud pero que buza menos que éste, quedando descalzado por tanto un prisma de roca. Normalmente requiere superficies laterales de despegue. Se ilustra este mecanismo en la Figura 8.11.a.

La **rotura en cuña** se produce siguiendo dos planos de discontinuidad, de manera que el buzamiento de la línea de intersección de ambos planos tenga un buzamiento inferior al ángulo de talud, lo que descalza un tetraedro o cuña de roca que podrá eventualmente deslizar. Se ilustra este mecanismo en la Figura 8.11.b.

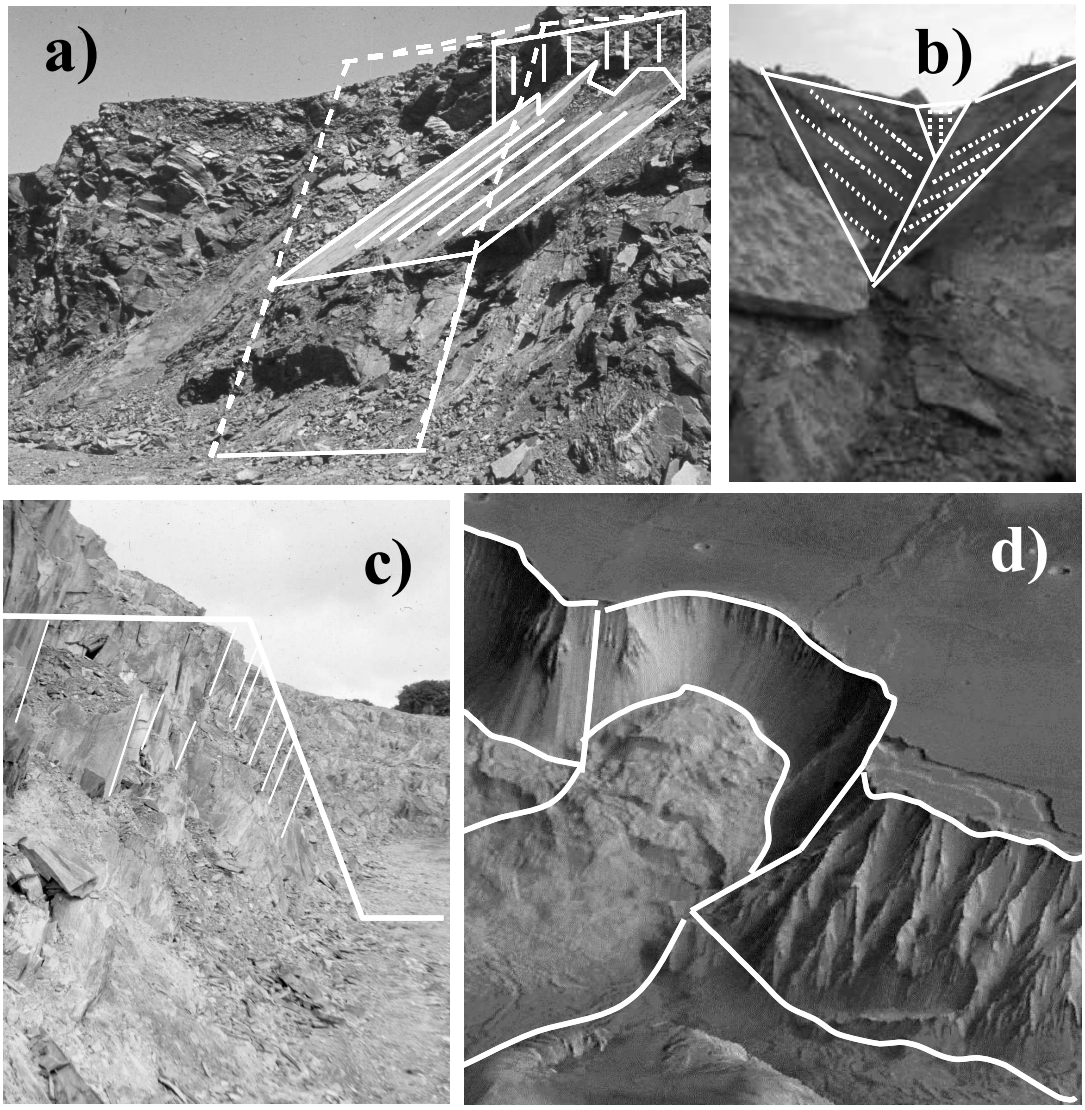


Figura 8.11. Foto y esquemas de los tipos más comunes de rotura de taludes. a) rotura plana, b) rotura en cuña, c) rotura por vuelco y d) rotura circular de Marte. Fotos: a), b) y c) autores; d) de Internet: http://cygnus.colorado.edu/apas1030images/Mars/marscandorchasma.jpg

La **rotura por vuelco** se produce si se tiene una familia de discontinuidades muy persistentes y relativamente poco espaciadas que tengan un rumbo paralelo al del talud (típicamente estratificación o esquistosidad), pero que bucen contra éste con una inclinación más bien alta. A veces este fenómeno se ve catalizado por la presencia de otra familia de discontinuidades perpendicular a la anterior que permita la formación de una base escalonada sobre la que vuelquen los prismas de roca que se formen. Se ilustra este mecanismo en la Figura 8.11.c.

La **rotura circular** suele tener lugar en macizos rocosos de mala calidad o meteorizados o en suelos. En este caso la rotura por deslizamiento se produce siguiendo una trayectoria circular. Se ilustra este mecanismo en la Figura 8.11.d.

Las **roturas que siguen discontinuidades paralelas al talud**, incluyen diversos mecanismos (rotura por cortante en la base, roturas con expulsión de bloque, pandeos), que tienen en común el hecho de que la mayor parte de la inestabilidad va asociada al deslizamiento por las discontinuidades antedichas. Se ilustra un ejemplo de este tipo de mecanismos en la Fig. 8.12.

Queda pues claro que, salvo en el caso de la rotura circular, que normalmente se produce en taludes en suelos, en escombreras o en macizos rocosos muy fracturados y de muy mala calidad, el resto de las roturas anteriormente citadas tienen lugar a lo largo de discontinuidades cuya resistencia condiciona la rotura.

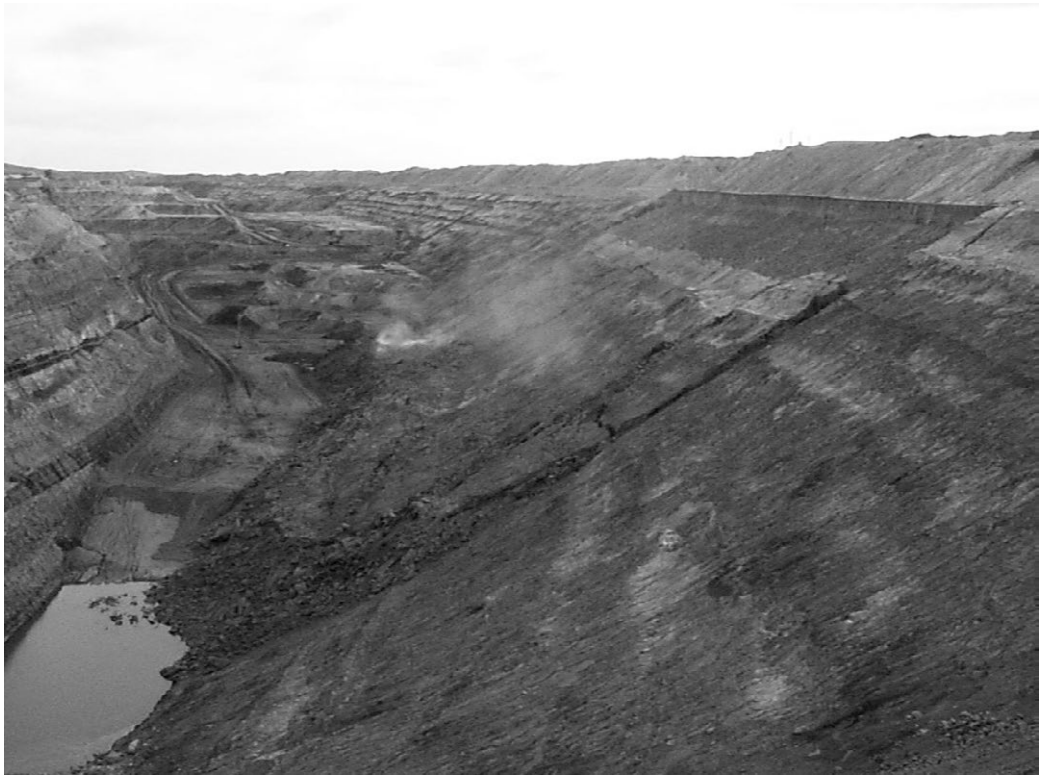
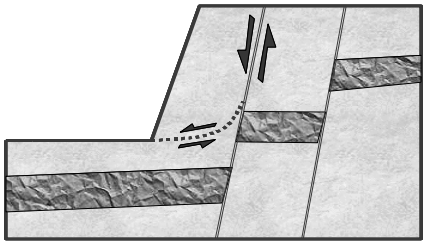


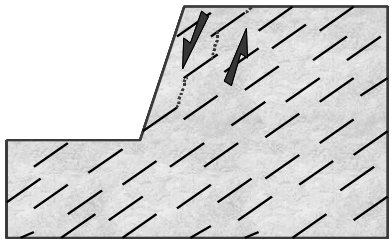
Figura 8.12. Fotografía de una rotura por discontinuidades paralelas al talud en la corta de carbón Leigh Creek en Australia. Fotografía de David Lucas.

Estos cinco mecanismos de rotura más comunes se analizan en detalle en los capítulos 9 (rotura plana y en cuña), 10 (rotura por vuelco y siguiendo discontinuidades paralelas al talud) y 11 (roturas circulares). En el capítulo 12 se introduce la aplicación de métodos numéricos en ingeniería de taludes que permiten afrontar el análisis de roturas más complejas.

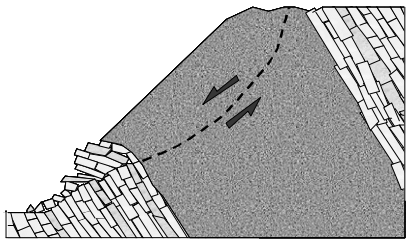
Aunque su aparición resulte mucho menos común, también se dan en la práctica las roturas denominadas mixtas o complejas en las que parte de la rotura se produce siguiendo juntas preexistentes y parte a través del macizo o la roca, siguiendo mecanismos de rotura y deformación bastante variados. Se presentan en la Figura 8.13. algunos de estos mecanismos de rotura más complejos que incluyen roturas mixtas (parte por juntas o fallas y parte por el terreno), roturas complejas que pueden incluir fenómenos de vuelco producido por rotura circular en la parte alta (Hoek y Bray, 1974), roturas de varios bloques, rotura por deformación con formación de “kink-bands” (Preh y Poisel, 2004) y rotura por deslizamiento a lo largo de discontinuidades paralelas a la cara del talud con expulsión de bloques (Cavers, 1981).



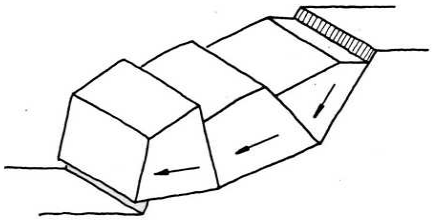
ROTURA MIXTA PARTE POR UNA DISCONTINUIDAD Y PARTE CIRCULAR POR EL TERRENO



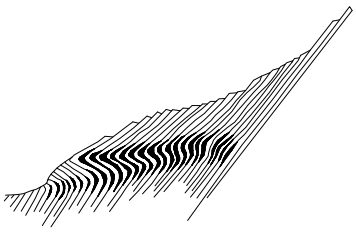
ROTURA EN ESCALÓN, PARTE POR JUNTAS Y PARTE POR TRACCIÓN DE LA ROCA



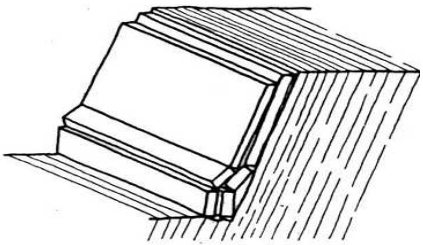
ROTURA COMPLEJA, CIRCULAR CON SALIDA POR VUELCO DE BLOQUES



ROTURA DE VARIOS BLOQUES



ROTURA POR DEFORMACIÓN CON FORMACIÓN DE KINK-BANDS O “KINK-BAND SLUMPING”



ROTURA POR DESLIZAMIENTO A TRAVÉS DE DISCONTONUIDADES PARALELAS AL TALUD CON EXPULSIÓN DE BLOQUES

Figura 8.13. Algunos mecanismos de rotura complejos que se pueden dar en taludes en roca. Aunque tienen lugar rara vez, todos ellos han sido observados en la práctica en alguna ocasión. Este tipo de roturas incluyen una amplia gama de comportamientos.

Figura 8.14. Bloque desprendido en una berma de una cantera. Foto: autores.

Finalmente y un poco al margen de los tipos de rotura, hay que tener en cuenta en los taludes el problema de desprendimiento de rocas. Cualquiera de los tipos de rotura analizados puede dar lugar, cuando la localización geométrica de la rotura es adecuada, a fenómenos de caídas de bloques o desprendimientos. Véase la fotografía de la Figura 8.14. El análisis ingenieril de estos fenómenos pasa más por la estimación de las posibles trayectorias de los bloques que por el estudio detallado de su origen. Este tema se aborda específicamente en el capítulo 14 y desde un punto de vista más empírico (mediante clasificaciones geomecánicas) en el capítulo 19.

8.4.2. Clasificación minera de los tipos de rotura de taludes a nivel práctico

En función de su influencia sobre las labores mineras los fenómenos de inestabilidad de taludes se pueden dividir en:

a) Caídas locales
Normalmente implican un solo banco. Sólo se podrían eliminar utilizando taludes muy tendidos, que harían típicamente inviable la explotación, por lo que los diseños de taludes mineros deben tender a minimizar estos fenómenos pero no a evitarlos. En el ámbito de la ingeniería civil, donde el riesgo es mayor, este tipo de caídas deben ser evitadas o controladas mediante la instalación de elementos de retención o control.

b) Caídas generales tipo rotura plana o en cuña
Suelen tocar varios bancos y sus resultados resultan harto negativos, por lo que deben evitarse en la fase de diseño. Si no se logran evitar en esta fase, se puede, frecuentemente, convivir

con fenómenos de inestabilidad de este tipo mediante la instalación de un sistema de vigilancia adecuado y de las pertinentes medidas de seguridad.

c) Caídas generales en zonas fracturadas o descompuestas

Afectan al talud completo con resultados desastrosos por lo que no deben tener lugar.

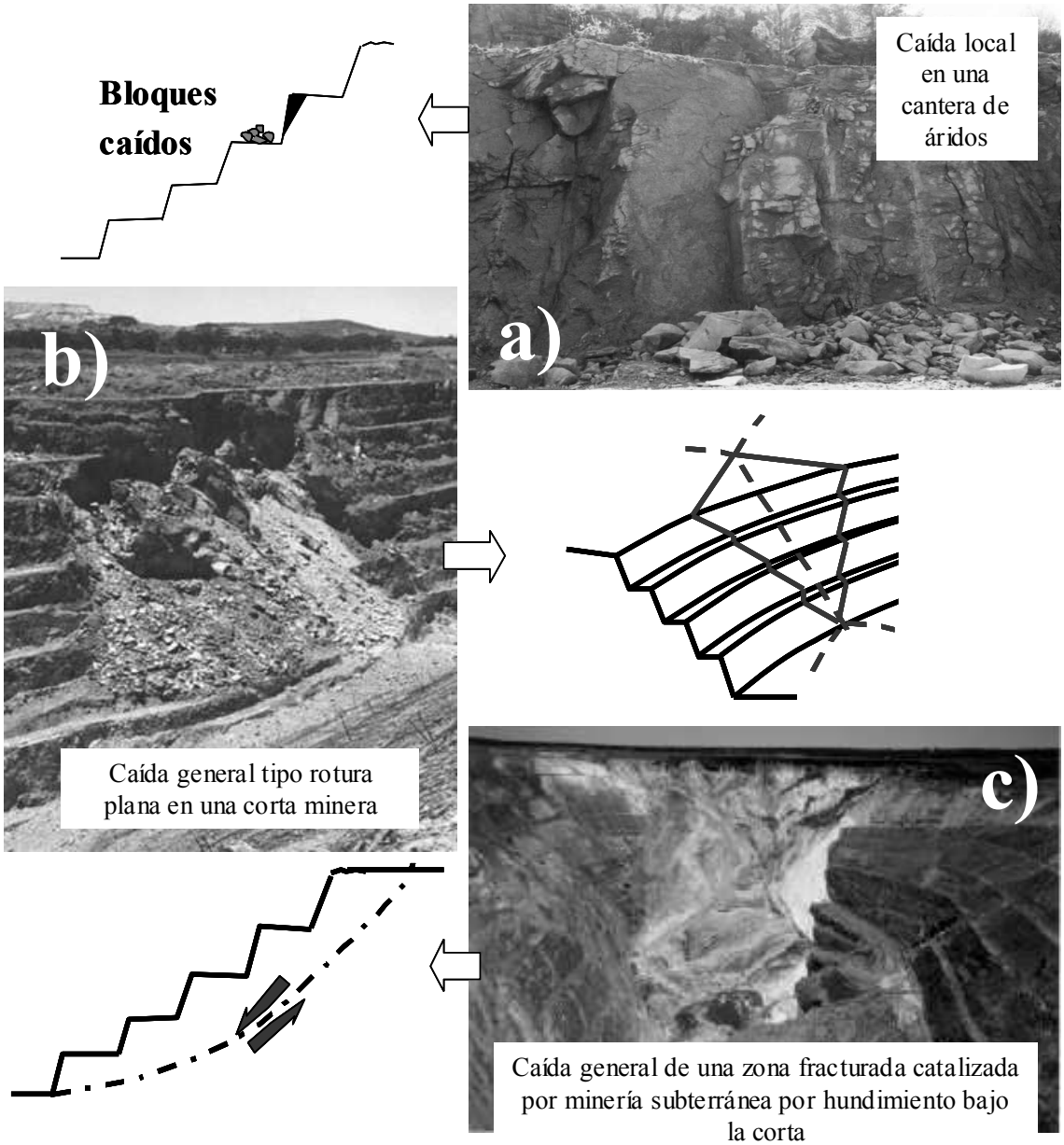


Figura 8.15. Esquemas y fotografías que representan la clasificación de las roturas mineras a nivel práctico: a) Caída local en una explotación de áridos, esquema típico y fotografía de autores. b) Caída general tipo rotura plana o en cuña; en el esquema se muestra la caída tipo cuña y en la fotografía la rotura tipo plana (fotografía tomada de http://www.geoeng.ca/images/Research/Hutchinson/Image2.htm) c) Caída general tipo rotura circular; esquema y fotografía de una rotura de este tipo activada por una explotación por hundimiento situada bajo la corta. Foto tomada de http://www.acg.uwa.edu.au/research_f.html.

8.5. Factores que desencadenan los fenómenos de inestabilidad

Conforme aumenta la altura de un talud, los problemas que aparecen tienden a ser más complejos. Estos problemas se resumen en:

- Mayor incidencia de las condiciones estructurales, o sea, de las discontinuidades geológicas.
- Fenómenos de fluencia y rotura progresiva.
- Mayor influencia de los factores hidrogeológicos.
- Mayor susceptibilidad frente a fenómenos dinámicos.
- Inestabilidades asociadas a estados tensionales elevados.

La posibilidad de que se produzcan movimientos en un talud depende de la estructura geológica, la litología, las condiciones hidrogeológicas y la morfología propia del mismo. Una variación de alguno de dichos factores, por causas naturales o debidas a la actividad humana, puede traducirse en un incremento o disminución de las tensiones o de la resistencia al corte, cuyo efecto inmediato puede ser la inestabilidad de una masa de rocas.

A continuación se describen los principales factores que suelen, normalmente, desencadenar movimientos en los taludes:

a) El agua

Constituye el agente natural de mayor incidencia. El agua existente en el interior de la red de fracturación de un macizo rocoso o de forma intersticial en los poros de las rocas, condiciona la estabilidad de los taludes debido a las presiones intersticiales que genera.

La influencia del factor climático puede ser determinante. La lluvia constituye un factor desencadenante de inestabilidades, contribuyendo a activar o aumentar la acción de otros factores, como los procesos de meteorización, que deterioran las rocas.

El agua produce presiones en el terreno al infiltrarse por discontinuidades y grietas y origina sobrecargas debidas a su propio peso. Cuando existen materiales arcillosos, en algunos casos da lugar a cambios de volumen (hinchamiento), lo que lleva consigo un incremento de presiones en el macizo rocoso y una disminución de la resistencia.

b) Hielo y nieve

Los ciclos repetitivos de hielo y deshielo, en los que el agua intersticial de las rocas y la contenida en las discontinuidades se transforma en hielo, dan lugar a una disgregación mecánica constante de la estructura del macizo rocoso, fenómeno conocido como gelifracción. Ésta se traduce en una reducción de la cohesión y, además, provoca un aumento de la apertura de las discontinuidades, favoreciendo la acción de otros factores. El hielo también dificulta el drenaje del talud, o sea, la circulación de agua, a través de las discontinuidades.

En zonas de climatología muy adversa las acumulaciones de nieve en algunos puntos producen sobrecargas y aumentan el contenido en agua del terreno durante su fusión, dando paso a las acciones específicas del agua.

c) Sismicidad

Cuando ocurre un sismo se generan un conjunto de vibraciones que se propagan como ondas de diferentes tipos y frecuencias. Las aceleraciones vertical y horizontal asociadas a esas ondas originan una fluctuación de las tensiones y deformaciones en el terreno, que afectan al equilibrio de los taludes.

d) Actividad humana

La actividad humana que se deriva de la minería y las obras civiles constituye una de las causas con mayor incidencia en los movimientos de los taludes, aunque generalmente tiene consecuencias de menor entidad que las debidas a la naturaleza.

Dentro de las actividades humanas se pueden destacar las excavaciones, las voladuras y las sobrecargas.

8.6. Metodología de los estudios de estabilidad de taludes

Como la mayoría de los estudios geotécnicos, los de estabilidad de taludes se suelen efectuar en varias fases, que se corresponden con las de los proyectos de ingeniería de que forman parte. La metodología que se debe seguir es la misma en todas las fases y se presenta a continuación, pero la profundidad del estudio varía en proporción directa con lo avanzada que sea la fase; normalmente, la utilización de modelos numéricos para analizar la estabilidad de taludes se suele reservar para la fase de proyecto y no en todas las zonas, pero la campaña de investigación geológico-geotécnica suele acometerse ya en la fase de viabilidad.

No existe una solución única para construir un talud estable, sino que, por el contrario, normalmente caben varias alternativas que conviene valorar económicamente antes de elegir una; tanto en minería como en obras públicas la más conveniente suele ser excavar el talud con una pendiente tal que alcance un coeficiente de seguridad superior a 1,2 en las peores circunstancias, pero esto no siempre es posible.

Un aspecto del estudio de estabilidad de un talud que se debe resolver ya al principio, en cuanto se dispone de los datos de la investigación geológico-geotécnica, es el mecanismo de rotura más probable que puede producirse en él; si no se identifica correctamente este aspecto es fácil que el resto del estudio discurra por un camino erróneo. La determinación del mecanismo de rotura, que puede ser en algunos casos muy complejo, requiere a veces una gran experiencia.

Para analizar la estabilidad de un talud hay que tener en cuenta las características del macizo rocosos donde se construye. Si se trata de un macizo rocoso con gran resistencia en conjunto pero diaclasado o con fallas, son estas discontinuidades las que van a gobernar el tipo de rotura. Si, por el contrario, la resistencia del macizo es baja, la rotura viene condicionada por la resistencia al corte de éste. Además, existen otros factores que pueden condicionar la rotura, como la presencia de agua, los efectos vibratorios provocados por voladuras, los terremotos, etc...

Para estudiar la estabilidad de un talud, las líneas a seguir pueden ser las siguientes:

a) Realización de una campaña de investigación geológica y geotécnica.

b) Investigación de las características resistentes de las rocas y de las discontinuidades de los macizos rocosos, mediante: ensayos de laboratorio, análisis retrospectivos de roturas acaecidas en los taludes de la zona, ensayos de campo e instrumentación (piezómetros, presiómetros, medida de tensiones, etc.).

c) Determinación de los criterios de rotura más acordes para explicar los comportamientos observados en los macizos rocosos.

d) Análisis retrospectivos sistemáticos de roturas acaecidas.

e) Análisis pormenorizado de la estabilidad de los taludes mediante la utilización de modelos de equilibrio límite o modelos numéricos.

f) Una vez en las fases de construcción y operación se deberá, no obstante, controlar o vigilar el talud al objeto de constatar que se cumple razonablemente el resultado de los estudios.

En la Figura 8.16 se presenta un esquema de la metodología recomendada para llevar a cabo un estudio de estabilidad de taludes.

De acuerdo con Hoek y Bray (1974), y pensando más en el ámbito minero, cuando se plantea un estudio geotécnico de un talud, en una primera etapa se lleva a cabo una evaluación preliminar de los datos geológicos disponibles, que normalmente incluyen foto aérea, cartografía de superficie y registros de sondeos con recuperación de testigos. La implementación de estas fases iniciales o del denominado estudio geológico-geotécnico se puede realizar siguiendo el esquema de trabajo que se muestra en la Figura 8.17., propuesto por Galera (1994).

La interpretación de estos datos iniciales permitirá evaluar la posibilidad de que se produzcan distintos mecanismos de rotura en los taludes de la mina. Normalmente, este análisis preliminar de la estabilidad de los taludes se puede llevar a cabo de manera relativamente sencilla y permite distinguir zonas donde la estabilidad no va a plantear problemas (en las que los ángulos de los taludes se fijarán atendiendo a criterios operacionales) de aquellas que requieren una investigación y análisis más exhaustivo.

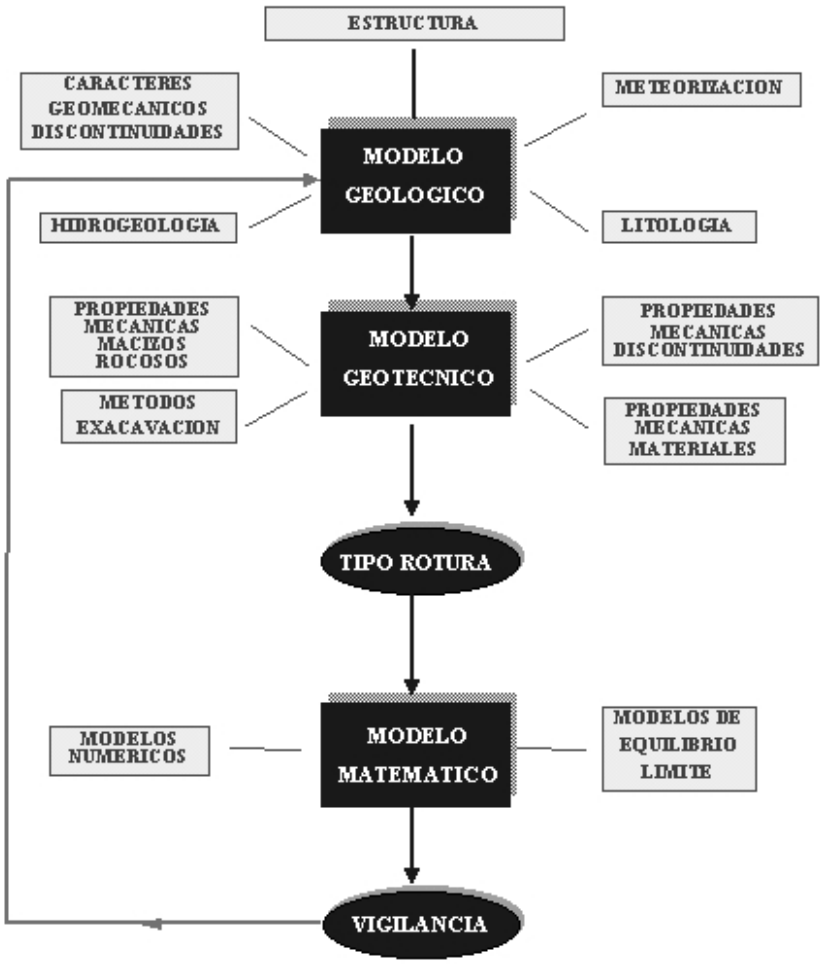


Figura 8.16. Etapas para realizar un estudio de estabilidad de taludes

Una vez identificadas las zonas problemáticas, es necesario realizar en ellas una investigación geológica detallada mediante cartografía geológica y sondeos, que incluirá además la realización de ensayos de corte de las discontinuidades (particularmente si tienen rellenos arcillosos o espejos de falla). Si se considera que el agua puede jugar un papel no despreciable será conveniente instalar piezómetros en los sondeos para estudiar el flujo, presión y nivel de la misma en la zona del terreno afectada por el talud.

Con estos nuevos datos más detallados se reanalizarán los taludes críticos utilizando técnicas analíticas o numéricas. Conviene aquí señalar, que si se realiza un análisis de sensibilidad de la influencia de los distintos datos de entrada sobre el resultado del coeficiente de seguridad de un talud, se suele observar normalmente que el resultado suele depender principalmente de dos o tres parámetros de entrada, por lo que convendrá saber esto previamente a la realización de los estudios de detalle para saber dónde y cómo invertir los escasos recursos con los que se suele contar para la realización de estos análisis. En casos en que la influencia de los coeficientes de seguridad del talud de la mina o de la obra sobre la economía sea muy importante se podrá realizar un análisis coste-beneficio relativo a la obtención de datos relevantes.

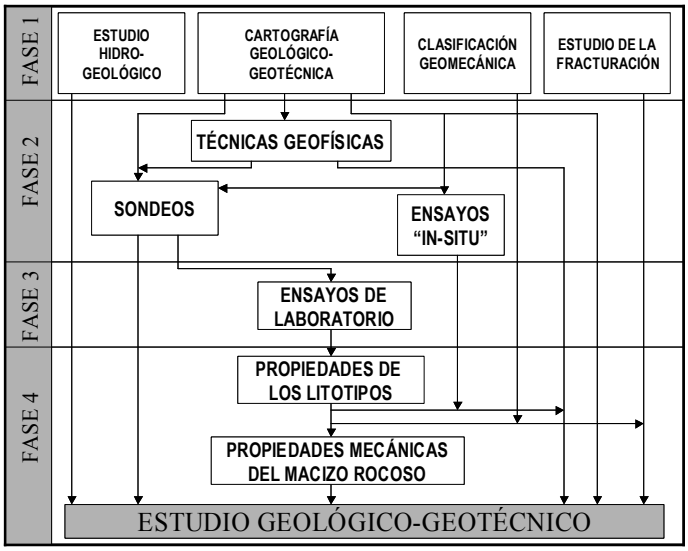


Figura 8.17. Realización por fases de un estudio geológico geotécnico. Según Galera (1994).

Una vez en este punto habrá que examinar las posibles soluciones para estabilizar el talud como: tenderlo, drenarlo y anclarlo, o aceptar el riesgo de su rotura y colocar un sistema de vigilancia para prevenirla.

Los criterios económicos exigirán que el talud general sea lo más vertical posible, para reducir al mínimo la excavación de estéril; pero este criterio queda limitado por los coeficientes de seguridad exigidos en la legislación, las alturas máximas de banco admitidas, la necesidad de bermas suficientemente anchas y pistas de pendiente suficientemente baja. En el caso de los taludes de banco éstos se diseñarán de acuerdo con los criterios operativos de las voladuras o del método de excavación pero tratando de minimizar (que no de evitar) las roturas, y siempre realizando diseños que eviten problemas de roturas de pistas e instalaciones, pérdidas de maquinaria y accidentes de trabajo.

8.7. Ejemplo de implicaciones económicas de la estabilidad

Se basa el ejemplo que sigue en análisis similares presentados por Hoek y Bray (1974) y Hoek (2000).

En la fase de investigación para la realización de una excavación superficial con un talud este-oeste, que buza al sur y tiene una altura de 50 m, se ha observado la presencia de una familia de discontinuidades muy continuas y persistentes, que, teniendo en cuenta su orientación, pudieran dar lugar a roturas planas.

En el entorno de la zona a excavar se ha producido una rotura similar en forma (no en tamaño) a la que podría tener lugar en el talud a diseñar, lo cual facilita el cálculo y sirve para ilustrar el uso de análisis retrospectivos para estimar propiedades de los materiales. Así, en un talud de

10 metros de altura y 85º de inclinación, paralelo al que hay que diseñar, se produjo, coincidiendo con un período de lluvias en el que el talud se podría considerar saturado, una rotura por deslizamiento plano siguiendo una discontinuidad que buzaba 30º y tenía un rumbo paralelo al talud, existiendo una grieta de tracción 4,57 m por detrás de la coronación del talud.

Esta información es muy relevante, ya que como se verá en el próximo capítulo, se puede expresar el coeficiente de seguridad (CS) como una función de la geometría del talud (conocida en este caso), del peso específico de la roca (conocido e igual a 26,3 kN/m^3), de la distribución de presiones de agua en el talud (saturado) y de la cohesión (c) y fricción (ϕ) del plano de deslizamiento (desconocidas). Al caer el talud se tuvo que pasar de una situación con un CS mayor que 1, a un CS igual o inferior a 1, para que se produjera la inestabilidad observada. Igualando pues el CS a 1, nos quedará una función $f\ (c, \phi) = 0$, que nos permitirá ligar estos dos parámetros tal y como se muestra en la Figura 8.18.

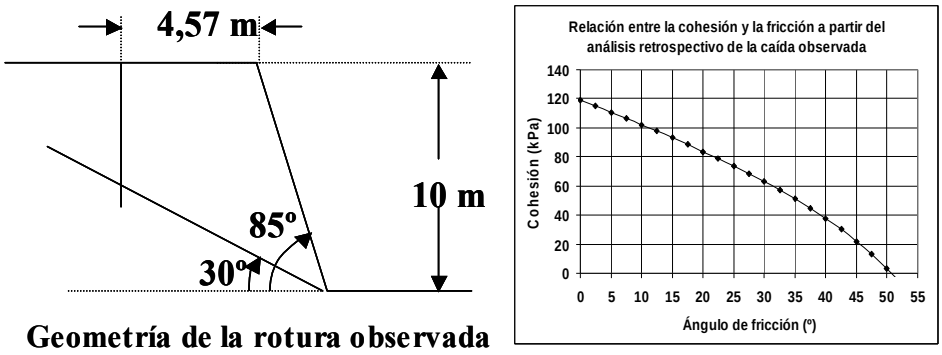


Figura 8.18. Geometría y resultado del análisis retrospectivo, donde se obtiene una relación entre la cohesión y la fricción de la junta a través de la cual se produjo el deslizamiento.

Las propiedades relevantes medias de esta familia, obtenidas siguiendo las recomendaciones de toma de datos de discontinuidades en campo definidas y presentadas en los capítulos 3 y 6 se presentan en la Tabla 8.1.

Tabla 8.1. Propiedades de la discontinuidades de la familia objeto de análisis.

Propiedad	Símbolo	Valor
Orientación (Dirección de buzamiento / buzamiento)		180º / 30º
Persistencia o continuidad		> 100 m
Golpes del Martillo de Schmidt sobre junta	***R***	45
Golpes del Martillo de Schmidt sobre roca sana	***r***	50
Coeficiente de rugosidad de la junta	***JRC***	15
Ángulo de fricción básico	ϕ_b	35 º
Peso específico de la roca	γ	26,3 kN/m^3

Para las condiciones del talud a diseñar se pueden esperar los siguientes valores:

- Una resistencia a compresión simple de los labios de la junta (ecuación 3.10) *JCS* = 112,5 MPa
- Un ángulo de fricción residual (ecuación 3.8), ϕ_r = 33º

Además, considerando una posible longitud de deslizamiento del talud de 50 metros de altura de L_n = 60 m, se podrán obtener los valores de JRC_n = 4,39 y JCS_n = 17,8 MPa, corregidos para la escala del posible deslizamiento según las expresiones 3.10 y 3.11. Introduciendo estos valores en las expresiones 3.12 a 3.14, se puede obtener una gráfica de parejas de valores instantáneos de cohesión y fricción esperables para la discontinuidad de la posible rotura, que se presenta en la Figura 8.19, junto con las relaciones obtenidas en el análisis retrospectivo y junto con una elipse de valores razonables de cohesión fricción para juntas de este tipo según la aproximación empírica de Hoek y Bray (1974).

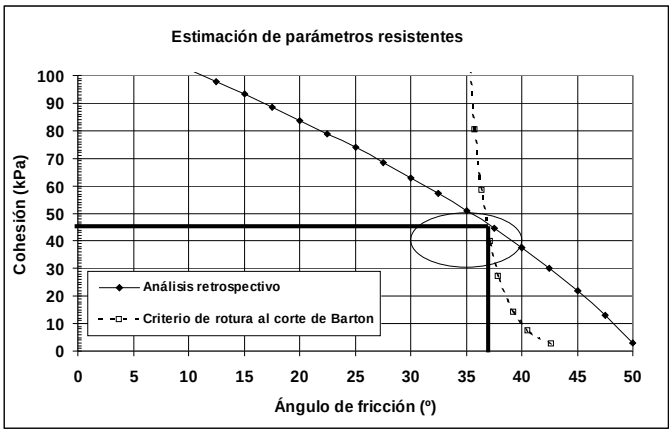


Figura 8.19. Resultados de cohesión y ángulo de fricción del análisis retrospectivo y de la aproximación de Barton para el modelo de cohesión – fricción instantánea de Hoek et al. (1995). Se ha adjuntado también una elipse de valores razonables según Hoek y Bray (1974).

Uno de los aspectos más críticos en cualquier análisis de equilibrio es la determinación de los parámetros resistentes de la superficie a través de la cual se producirá presuntamente el deslizamiento. En este caso, la intersección del análisis retrospectivo junto con el enfoque de Barton, nos daría unos valores de cohesión 46 kPa y ángulo de fricción 37º, valores que parecen razonables comparados con el enfoque empírico y moderadamente conservador de Hoek y Bray (1974). Por tanto se tomarán estos valores que se considerarán suficientemente fiables para lo que resta del análisis.

Con estos valores y conociendo la geometría del talud se pueden obtener mediante la formulación de rotura plana que se presentará en el siguiente capítulo los coeficientes de seguridad (CS) del talud, para los casos seco y saturado, e incluyendo en ambos casos, o no, un coeficiente de sismicidad, que se puede derivar de medidas de las voladuras o terremotos de máxima intensidad en el entorno o de la norma sismorresistente.

Para estimar estos valores del coeficiente de seguridad se ha supuesto un modelo geométrico con una grieta de tracción situada siempre 15 metros por detrás de la cabeza del talud (se podrían incluir otros si fuera necesario).

Se ha supuesto además un modelo hidrogeológico con agua hasta la mitad de la altura de la grieta de tracción (como saturación máxima) con salida a presión atmosférica por la base del talud y distribuciones de presión triangulares. Se han ido así calculando los coeficientes de seguridad para distintos ángulos de talud en las condiciones señaladas y se ha obtenido la gráfica de la Figura 8.20.

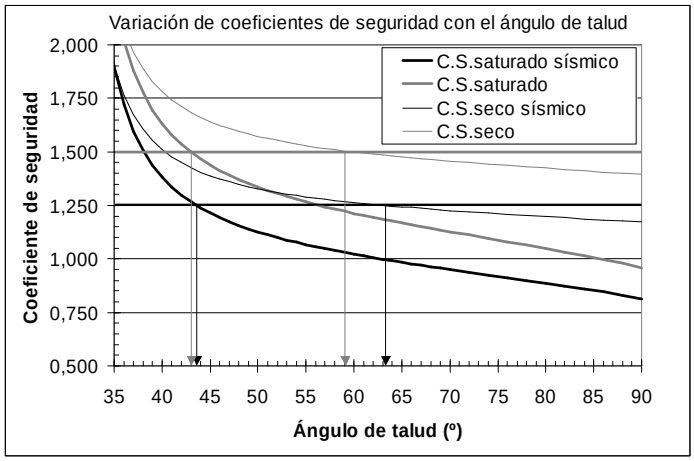


Figura 8.20. Variación del coeficiente de seguridad para diferentes situaciones con el ángulo de talud.

Para las condiciones de la obra y teniendo en cuenta el nivel de fiabilidad de las estimaciones, se ha considerado que se requiere un CS de al menos 1,5 si no se incluye la sismicidad y de 1,25 en el caso de que sí se incluya ésta. Esto exigiría (teniendo en cuenta la sismicidad por dar valores más favorables) taludes de 44 y 63º para los casos de saturación máxima esperable y talud seco. No obstante, se podrían proponer otras soluciones, todas las cuales deberán cumplir el criterio de estabilidad indicado.

El coste asociado a la puesta en práctica de cada una de las soluciones que se propongan dependerá de la localización geográfica de la zona, contratas que operen, etc... de manera que para cada caso habrá que hacer una estimación específica.

A modo de ejemplo se han calculado los costes para un talud de 200 metros de longitud. Se supondrá que el coste de excavación y transporte a destino final de cada tonelada a excavar es de 2€ y que el coste de retirada y transporte a destino final de cada tonelada a retirar en el caso de que el talud se caiga es de 5 €. El diseño e instalación de un sistema de drenaje se ha calculado para la totalidad del talud con un fijo inicial de canalización de 0,25 M€, a lo que habrá que sumar una cantidad que depende de la longitud media de perforación que es función de la relación $[(\cos \psi_p - \cos \psi_f)]^{0,5}$ (siendo ψ_p y ψ_f, los ángulos de inclinación del plano de deslizamiento y la cara del talud, respectivamente) que permite valorar razonablemente el coste del drenaje. Finalmente el coste de cada tonelada de anclaje se estima, siguiendo las indicaciones de Hoek y Bray (1974), en 10 veces el coste de cada tonelada arrancada y colocada en escombrera, es decir, 20 € /tn de anclaje.

Con todos estos datos se ha ido realizando la gráfica de la Figura 8.21 donde se presentan de manera comparativa los costes asociados a cada tipo de tratamiento para distintas inclinaciones de talud. De esta forma ya no sólo se podrían proponer distintas soluciones, todas las cuales cumplen el criterio de estabilidad indicado, sino que se podría cuantificar razonablemente su coste total.

Así, siguiendo el apartado 8.2.2. y para el criterio indicado de CS > 1,25, teniendo en cuenta la sismicidad, se podrían realizar para estabilizar el talud las siguientes propuestas, junto con sus costes asociados derivados del gráfico de la Figura 8.21:

a) Excavar el talud a 44º, de manera que su CS=1,25 para condiciones de saturación. El coste total de esta medida será el de excavación y por tanto 1,44 M€.
b) Excavar el talud a 63º e instalar un sistema de drenaje, para obtener el CS = 1.25 del talud seco. El coste total de esta solución incluirá el de excavación hasta 63º (0,68 M€) más el de drenaje para este ángulo (1,04 M€) y será por tanto de 1,72 M€.
c) Excavar el talud a 60º sin drenar y esperar a que se caiga para retirar el material. El coste total de esta medida será el de excavación (0,75 M€) más el de retirada del material caído (4 M€) y por tanto un total de 4,75 M€.
d) Excavar el talud a 70º, instalar cables (Fig. 8.22) para sostenerlo con CS = 1,25 en el caso de saturación total, con un coste total que incluirá el de excavación hasta 70º (0,48 M€) y el de instalación de anclajes para este ángulo (1,33 M€) y será por tanto de 1,81 M€.

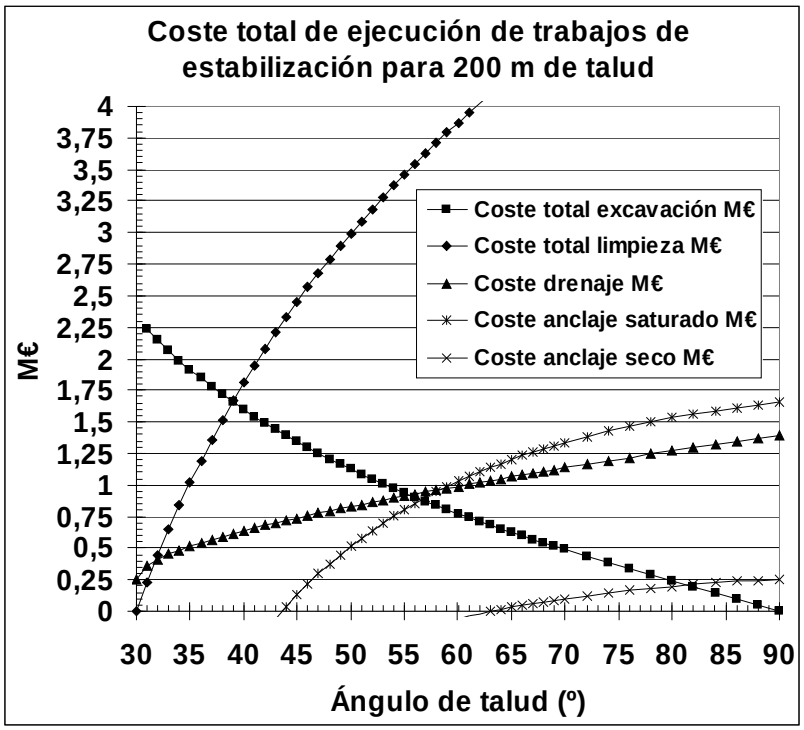


Figura 8.21. Coste total de ejecución de trabajos de estabilización o limpieza de material caído para 200 metros lineales de talud.

e) Dejar la cara del talud vertical, drenarlo e instalar cables para sostenerlo con CS = 1,25 en el caso seco. El coste total de esta solución incluirá el coste del drenaje para 90º (1,39 M€) y el de instalación de cables para este ángulo (0,25 M€) y será por tanto de 1,64 M€.
f) Excavar el talud a 55º sin drenar y esperar que no se caiga, en cuyo caso el coste total será el de excavación (0,94 M€) más el de instalación de un sistema de vigilancia preventivo (0,06 M€) y por tanto de 1 M€. En caso de que el talud se caiga habiendo tomado las medidas preventivas correspondientes habrá que sumar a los costes antedichos el de la retirada del material caído que ascenderá a 3,46 M€, en total 4,46 M€.

A partir de estas propuestas y de sus costes asociados, así como de las condiciones socio-económicas en la zona del talud, el ingeniero deberá tomar una decisión razonada sobre qué solución adoptar, junto con los gastos asociados. La solución probablemente más común sería la a) en la que se tiende el talud a 44º, con el coste seguro más bajo de todas las demás.

Aunque no siempre es así, la solución del retaluzado suele ser de las más económicas y fiables, puesto que además resulta muy difícil asegurar la eficacia tanto de los sistemas de drenaje como de los de anclaje a medio y largo plazo, ya que los primeros requerirán cierto mantenimiento para que no se bloqueen y los segundos pueden tener a largo plazo problemas de corrosión. Además, en algunas zonas resulta difícil encontrar contratistas capacitados para aplicar estas técnicas a pequeña escala de manera fiable, no siendo posible traer contratistas de más lejos por el tamaño de las obras. Por todo ello la solución a) parece la más adecuada.

Una solución que no habría porqué descartar en el ámbito de la minería sería la f) que daría a priori el mínimo coste (1 M€). Lógicamente se trataría de una solución relativamente arriesgada que exigiría además un sistema de vigilancia adecuado. No obstante, tal como muestra la Figura 8.20., el talud tendido a 55º, sería bastante estable (CS>1,25) tanto estando saturado como sometido a una vibración máxima. Sólo cuando se produjeran simultáneamente estos dos fenómenos (saturación y vibración máxima) el CS estaría por debajo de 1,25 y alcanzaría a priori un valor de 1,07 unidades.

Figura 8.22. Instalación de un sistema de anclajes en un talud en roca.

8.8. Ejemplo de análisis de posibles tipos de rotura

Para optar por una decisión como la f), sí convendría analizar la probabilidad de que ocurrieran conjuntamente estos dos fenómenos y compararla con la vida útil de la obra (lo cual ayudaría a estimar el riesgo de la apuesta) y siempre tener previstas medidas de seguridad para desalojar la zona en estas condiciones.

Supóngase que se desea diseñar una explotación minera. Para ello y en las primeras fases de la investigación es necesario tener una idea estimativa de los ángulos medios de talud general, ya que de éstos dependerán los ratios estéril-mineral que marcarán el diseño inicial de la corta (Kliche, 1999).

Al principio no se suele disponer de mucha información, pero sí se cuenta con algunos datos de discontinuidades en afloramientos y sondeos. Aunque no sea mucho, pueden servir para realizar un estimación potencial de los taludes más seguros y de los mecanismos de rotura que se pueden esperar en cada uno de los paramentos de la corta (Hoek y Bray, 1974).

A manera de ejemplo, supóngase que se sale al campo y se toman datos de discontinuidades en un afloramiento representativo de la zona de la excavación, como el de la Figura 8.23. Después se recopilan e interpretan los datos de discontinuidades para obtener el estereograma de la Figura 8.23 con las orientaciones de las cuatro principales familias de discontinuidades.

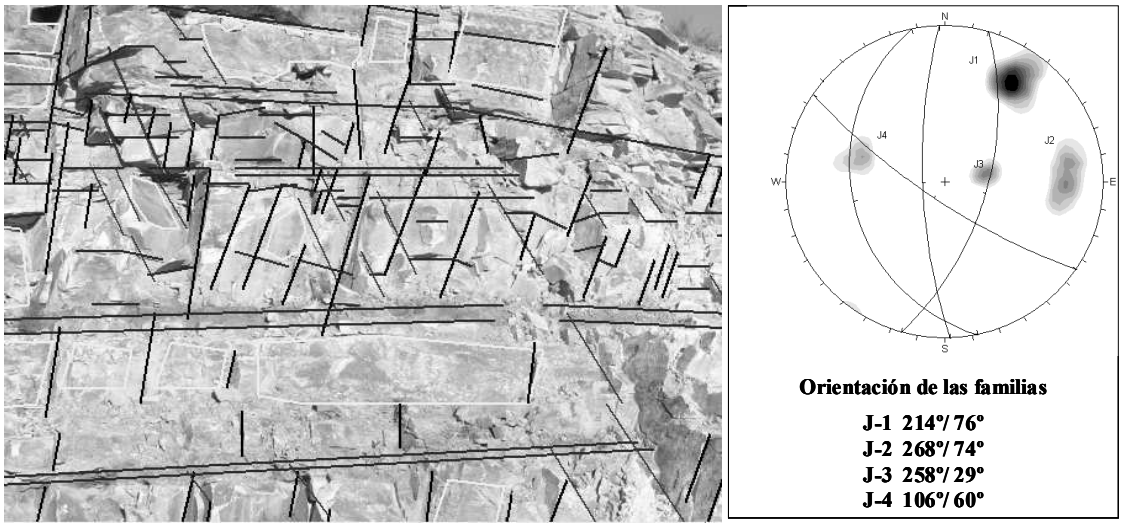


Figura 8.23. Imagen de afloramiento con cuatro familias de discontinuidades y el estereograma correspondiente con las cuatro familias de juntas observadas.

Como se indicó al hablar de los distintos mecanismos de rotura en el Apartado 8.4., éstos tienen lugar en función de la orientación de los taludes con respecto a las familias de juntas. De esta manera, suponiendo el macizo rocoso estructuralmente homogéneo, habrá que ir analizando mediante proyección estereográfica los posibles mecanismos de rotura. Así, en la

Figura 8.24 se representan los estereogramas de lo planos de discontinuidad y de los taludes 1 a 6 del hueco de explotación propuesto, y en la Figura 8.25 se presenta el del talud 7 situado sobre una planta preliminar de la cantera, con un ángulo básico de talud (en este caso 60º), donde también se han presentado esquemáticamente los posibles mecanismos de rotura que serían a priori cinemáticamente posibles en cada uno de los taludes. Para realizar este análisis de han seguido las recomendaciones de Hoek y Bray (1974).

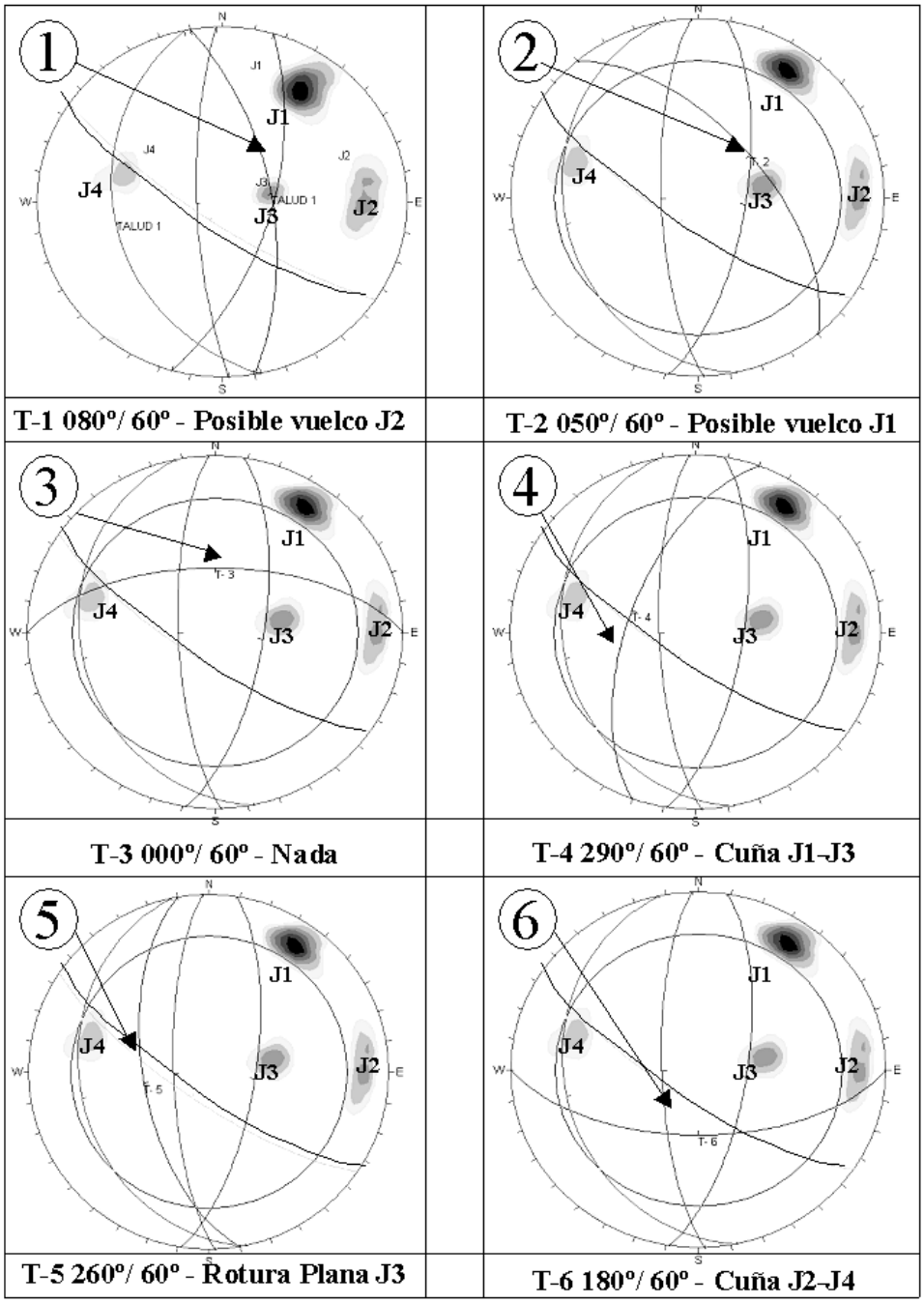


Figura 8.24. Análisis estereográfico de 6 de los 7 taludes preliminares de la cantera, cuya topografía esquemática se muestra en la Figura 8.25, que permiten identificar los posibles mecanismos de rotura.

Como muestran las Figuras 8.24 y 8.25, la zona oeste de la cantera, con los taludes 1 y 2, es a priori potencialmente problemática pues en ellos se podrían dar fenómenos de vuelco, si bien dependiendo de la continuidad de los planos de las familias que podrían dar lugar a este tipo de rotura.

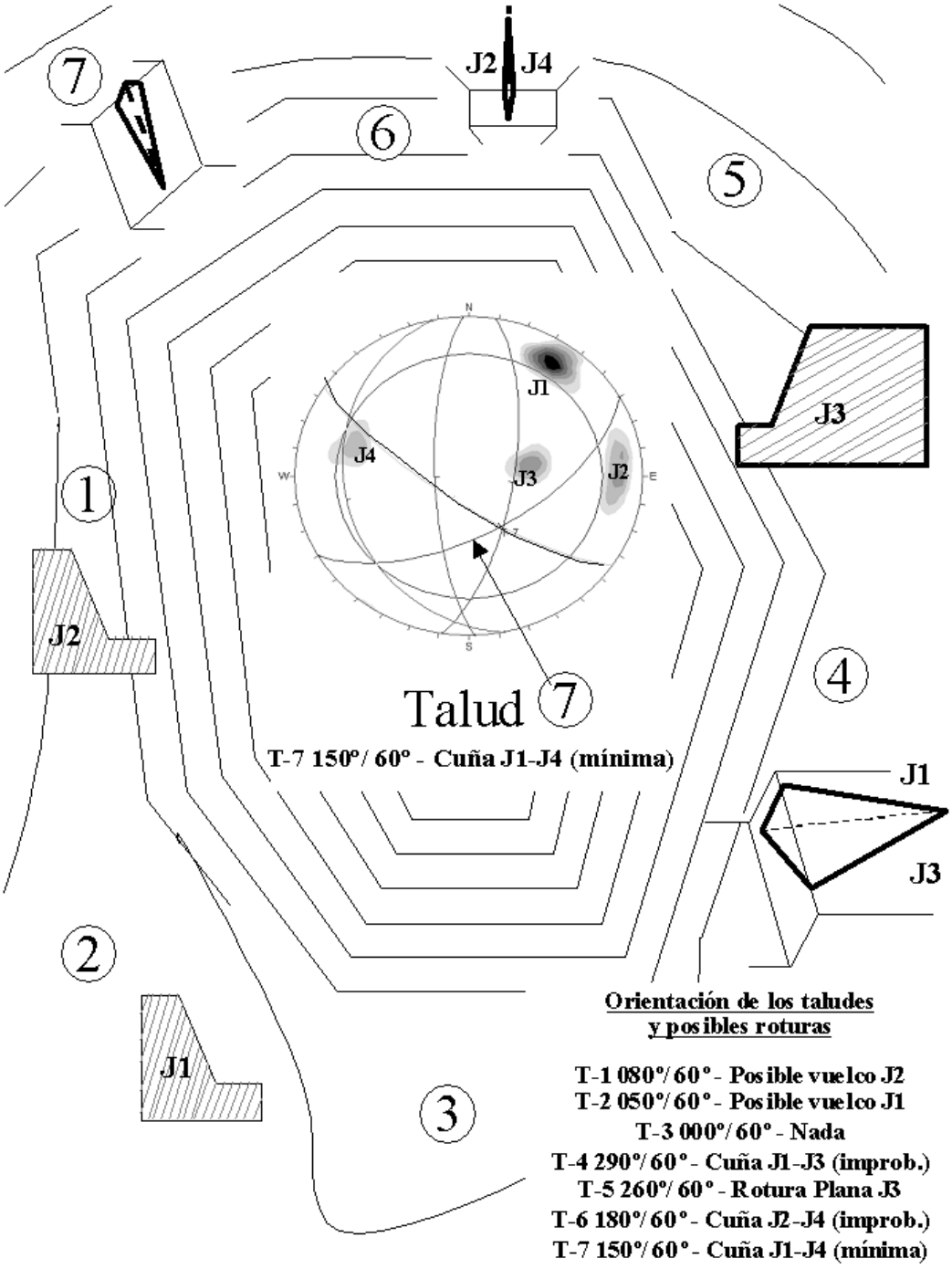


Figura 8.25. Presentación, en el centro, de la estructura del macizo rocoso (con respecto al talud 7) de la explotación, de donde y en conjunto con la Figura 8.24 se deducen los mecanismos posibles de inestabilidad en cada uno de los taludes, atendiendo a la propuesta de Hoek y Bray (1974) y se representan de manera esquemática.

La zona sur-sureste es a priori muy estable, ya que en el talud 3 no habría inestabilidades posibles y en el talud 4 existirían cuñas con su línea de intersección tan poco inclinada que resultaría muy difícil cualquier inestabilidad.

La zona oriental, con el talud 5, es, a priori, una de las zonas más complejas pues se podría dar en ella una rotura plana a través de la familia J-3, por lo que habría que realizar un análisis de estabilidad detallado con una propuesta de solución del tipo de la presentada en el apartado anterior.

Finalmente la zona norte de la mina, formada por los taludes 6 y 7, puede presentar fenómenos de rotura tipo cuña, pero que serán prácticamente irrelevantes desde el punto de vista de la estabilidad, ya que la cuña que podría formarse en el talud 6 (J-2, J-4) tiene una inclinación muy pequeña; por lo que nunca caerá. Por otro lado, el buzamiento de la línea de intersección de los planos que forman la cuña que se podría producir en el talud 7 (J1-J4) coincide prácticamente con los 60º de inclinación media del talud, por lo que difícilmente resultará afectada la estabilidad general del talud aunque tal vez si pudieran producirse pequeñas afecciones en los taludes la de los bancos.

De lo anterior se deduce que, a priori, las zonas norte y sur de la cantera, y especialmente esta última, serían más estables y se podría mantener la inclinación de los taludes propuesta, resultando además zonas ideales para emplazar en ellas las pistas y otras infraestructuras. Sin embargo, para las zonas este y oeste resulta necesario un estudio más detallado de los fenómenos de inestabilidad para realizar un adecuado rediseño.

Como se acaba de exponer, el mismo macizo rocoso aun siendo estructuralmente homogéneo puede dar lugar a distintos mecanismos de rotura simplemente variando la orientación de los taludes; esto indica que donde sea posible una realineación de taludes en las direcciones de mayor estabilidad puede ser la mejor técnica de estabilización.

REFERENCIAS

Cavers, D.S. (1981). Simple methods to analyze buckling of rock slopes. *Rock Mech. & Rock Eng.* 14: *87-104*.

Galera, J.M. (1994). Caracterización geotécnica de los macizos rocosos. Apuntes del curso de doctorado del mismo nombre. ETSI Minas e Madrid. UPM.

Hoek , E. y Bray, J.W. (1974). "*Rock Slope Engineering. Revised 3rd edition*". IMM. Chapman & Hall, Londres.

Hoek, E. Kaiser, P.K. y Bawden, W.F. (1995). Support of Underground Excavations in Hard Rock. Ed. Balkema. Rotterdam. Holanda.

Hoek, E. (2000). Rock Enginering. Course Notes by E. Hoek. Internet: página web www.rocscience.com.

Hoek, E., Carranza-Torres, C., Corkum, B. (2002): The Hoek-Brown Failure Criterion - 2002 Edition. 5th North American Rock Mechanics Symposium and 17th Tunneling Association of Canada Conference: NARMS-TAC, 2002, pp. 267-271. Ed. Hammah, R., Bawden, W., Curran, J. & Telesnicki, M. University of Toronto Press.

Hustrulid, W.A., McCarter, M,C, y Van Zyl, D.J.A. (eds.) (2000). Slope Stability in Surface Mining. SME. Colrado. EEUU.

Kliche, Ch. A. (1999). Rock slope engineering. SME. Society for Mining, Metallurgy and Exploration, Inc. Colorado, EEUU.

Preh, A. & Poisel, R. (2004). A UDEC model for “kink band slumping” type failures of rock slopes. 1st UDEC Symposium. Bochum. Alemania. Pp 243-247. Ed. Balkema.