

Ingeniería Geológica



PEARSON
Prentice
Hall

Coordinador:
Luis I. González de Vallejo



INGENIERÍA GEOLÓGICA

INGENIERÍA GEOLÓGICA

Luis I. González de Vallejo

Universidad Complutense de Madrid

Mercedes Ferrer

Instituto Geológico y Minero de España

Luis Ortuño

Uriel y Asociados, S.A.

Carlos Oteo

Universidad Politécnica de Madrid



Madrid • México • Santafé de Bogotá • Buenos Aires • Caracas • Lima • Montevideo
• San Juan • San José • Santiago • São Paulo • White Plains

Luis I. González de Vallejo, Mercedes Ferrer,
Luis Ortuño, Carlos Oteo
INGENIERÍA GEOLÓGICA

PEARSON EDUCACIÓN, Madrid, 2002

ISBN: 84-205-3104-9
Materia: Geología, 55

Formato 215 x 270

Páginas: 744

Todos los derechos reservados.

Queda prohibida, salvo excepción prevista en la Ley, cualquier forma de reproducción, distribución, comunicación pública y transformación de esta obra sin contar con autorización de los titulares de propiedad intelectual. La infracción de los derechos mencionados puede ser constitutiva de delito contra la propiedad intelectual (*arts. 270 y sgts. Código Penal*).

DERECHOS RESERVADOS

© 2004 por PEARSON EDUCACIÓN, S.A.

Ribera del Loira, 28

28042 MADRID

Luis I. González de Vallejo, Mercedes Ferrer, Luis Ortuño, Carlos Oteo
INGENIERÍA GEOLÓGICA

ISBN: 84-205-3104-9

Depósito legal: M.

PRENTICE HALL es un sello editorial autorizado de PEARSON EDUCACIÓN, S. A.

Editora: Isabel Capella

Técnico editorial: Sonia Ayerra

Equipo de producción:

Director: José Antonio Clares

Técnico: Isabel Muñoz

Diseño de cubierta: Mario Guindel, Lía Sáenz y Begoña Pérez

Composición: COPIBOOK, S. L.

Impreso por: ORIMU

IMPRESO EN ESPAÑA - PRINTED IN SPAIN

SOBRE LOS AUTORES

Luis I. González de Vallejo

Es Catedrático de Ingeniería Geológica de la Universidad Complutense de Madrid (UCM) desde 1989. Se doctoró en dicha Universidad en 1979 con una tesis sobre las propiedades geotécnicas de los suelos volcánicos de Tenerife, por la que obtuvo el Premio Extraordinario de Doctorado. Se especializó en Ingeniería Geológica en el *Imperial College* de la Universidad de Londres, con el grado de *Master of Science*, y amplió estudios de Mecánica de Rocas en la Universidad de Pennsylvania de EE.UU. Entre 1975 y 1985 perteneció a la Empresa Nacional Adaro de Investigaciones Mineras, donde fue Jefe del Departamento de Geotecnia. Desde 1990 es Director del Master de Ingeniería Geológica en la Facultad de Ciencias Geológicas de la UCM. Es Vicepresidente de la Sociedad Española de Mecánica de Rocas, y miembro de la Asociación de Ingenieros Geólogos de América (AEG), entre otras sociedades nacionales e internacionales.

Mercedes Ferrer Gijón

Es Doctora en Ciencias Geológicas por la UCM (1990); su tesis sobre el análisis del proceso de deformación y del mecanismo de rotura en rocas blandas obtuvo un Premio de la Real Academia de Doctores. Perteneció a la Escala de Investigadores Titulares de Organismos Autónomos del Ministerio de Ciencia y Tecnología, siendo actualmente Jefa de Proyectos del Área de Riesgos Geológicos del Instituto Geológico y Minero de España. Desde 1996 es Profesora Asociada de Ingeniería Geológica en la UCM, y profesora del Master de la UCM en esta especialidad desde 1990. Sus principales campos de investigación son los riesgos geológicos, la mecánica de rocas y los deslizamientos. Ha participado en proyectos internacionales sobre mitigación y prevención de riesgos geológicos en Centroamérica, Argentina e Italia.

Luis Ortuño Abad

Es Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos por la Universidad Politécnica de Madrid (UPM). Su carrera profesional se inició en el Departamento de Ingeniería Geotécnica de Agromán, del que fue Director entre 1988 y 1990. En 1988 obtuvo el grado de *Master of Science* en Mecánica del Suelo en el *Imperial College* de Londres con mención honorífica, siendo galardonado con el Premio *Soil Mechanics Ltd. Prize*. En 1990 se incorporó a Uriel y Asociados S.A. de Ingeniería Geotécnica, siendo actualmente su Director. Es Profesor Asociado de la Cátedra de Geotecnia de la Escuela Superior de Ingenieros de Caminos Canales y Puertos de la UPM. Desde 1990 es profesor de Mecánica del Suelo y Cimentaciones del Master en Ingeniería Geológica de la UCM.

Carlos Oteo Mazo

Es Doctor Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos por la UPM (1972). Desde 1976 es Profesor Titular de Geotecnia en la Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos de Madrid. Entre 1987 y 1996 fue Director del Laboratorio de Geotecnia del CEDEX. Ha dirigido numerosos estudios geotécnicos de cimentaciones de puentes, presas, edificios e instalaciones de energía, túneles urbanos e interurbanos, carreteras y ferrocarriles, problemas geoambientales y de mejora y refuerzo del terreno. Es Asesor de la Comunidad de Madrid para la Ampliación del Metro (1995-2003). Perteneció a las Juntas Directivas de las Sociedades Españolas de Mecánica del Suelo y de las Rocas, y es Presidente del Comité Técnico Nacional CTN-103 «Geotecnia» de AENOR.

Autores

Luis I. González de Vallejo

Cap. 1 (Introducción a la ingeniería geológica), Cap. 6 (Investigaciones *in situ*), Cap. 10 (Túneles), Cap. 11 (Presas) y Cap. 15 (Riesgo sísmico). Participación en los Cap. 2, 3, 8 y 13.

Mercedes Ferrer

Cap. 3 (Mecánica de rocas), Cap. 4 (Descripción de macizos rocosos), Cap. 7 (Mapas geotécnicos), Cap. 9 (Taludes), Cap. 13 (Prevención de riesgos geológicos) y Cap. 14 (Deslizamientos).

Luis Ortuño

Cap. 2 (Mecánica del suelo) y Cap. 8 (Cimentaciones).

Carlos Oteo

Cap. 12 (Estructuras de tierras). Participación en los Cap. 2, 8, 9 y 10.

Colaboradores

Alfredo Iglesias, *Instituto Geológico y Minero de España*
Hidrogeología (Cap. 5).

Ricardo Oliveira, *COBA y Universidad Nova de Lisboa*
Reconocimientos geológicos de presas; condicionantes geológicos y geotécnicos; neotectónica y sismicidad natural e inducida en presas (en Cap. 11).

Andrés Carbó, *Universidad Complutense de Madrid*
Geofísica (en Cap. 6).

Ramón Capote, *Universidad Complutense de Madrid*
Fallas y terremotos (en Cap. 15).

Claudio Olalla, *CEDEX y Universidad Politécnica de Madrid*
Contribución a los apartados de resistencia de la matriz y del macizo rocoso (en Cap. 3) y cimentaciones en roca (en Cap. 8).

Meaza Tsigé, *Universidad Complutense de Madrid*
Mineralogía y fábrica de arcillas (en Cap. 2).

José Ángel Rodríguez Franco, *Prospección y Geotecnia, S.L.*
Contribución en varios apartados de investigaciones *in situ* (en Cap. 6) y excavabilidad de taludes (en Cap. 9).

Carmen Antón-Pacheco, *Instituto Geológico y Minero de España*
Teledetección (en Cap. 6).

Michael Rosenbaum, *University of Nottingham*
Contribución al apartado de propiedades geotécnicas de los sedimentos (en Cap. 2).

CONTENIDO RESUMIDO

PRÓLOGO

xxi

PARTE I

FUNDAMENTOS Y MÉTODOS

Capítulo 1. INTRODUCCIÓN A LA INGENIERÍA GEOLÓGICA	1
Capítulo 2. MECÁNICA DEL SUELO	17
Capítulo 3. MECÁNICA DE ROCAS	117
Capítulo 4. DESCRIPCIÓN DE MACIZOS ROCOSOS	237
Capítulo 5. HIDROGEOLOGÍA	263
Capítulo 6. INVESTIGACIONES <i>IN SITU</i>	303
Capítulo 7. MAPAS GEOTÉCNICOS	375

PARTE II

APLICACIONES

Capítulo 8. CIMENTACIONES	393
Capítulo 9. TALUDES	429
Capítulo 10. TÚNELES	487
Capítulo 11. PRESAS	541
Capítulo 12. ESTRUCTURAS DE TIERRAS	579

RECAPITULACIÓN DE LA PARTE II

599

PARTE III

RIESGOS GEOLÓGICOS

Capítulo 13. PREVENCIÓN DE RIESGOS GEOLÓGICOS	607
Capítulo 14. DESLIZAMIENTOS Y OTROS MOVIMIENTOS DEL TERRENO	621
Capítulo 15. RIESGO SÍSMICO	665

CONTENIDO

PRÓLOGO

xxi

PARTE I FUNDAMENTOS Y MÉTODOS

1 INTRODUCCIÓN A LA INGENIERÍA GEOLÓGICA

1.1. DEFINICIÓN E IMPORTANCIA DE LA INGENIERÍA GEOLÓGICA	2
1.2. EL MEDIO GEOLÓGICO Y SU RELACIÓN CON LA INGENIERÍA	5
1.3. FACTORES GEOLÓGICOS Y PROBLEMAS GEOTÉCNICOS	7
1.4. MÉTODOS Y APLICACIONES EN INGENIERÍA GEOLÓGICA	14
1.5. FUENTES DE INFORMACIÓN EN INGENIERÍA GEOLÓGICA	15
1.6. ESTRUCTURA DEL LIBRO	16
BIBLIOGRAFÍA RECOMENDADA	16

2 MECÁNICA DEL SUELO

2.1. INTRODUCCIÓN	18
Origen y formación de los suelos	18
Los suelos en ingeniería geológica	18

2.2. DESCRIPCIÓN Y CLASIFICACIÓN DE SUELOS	20
Típos de suelo	20
Distribución granulométrica	22
Plasticidad	23
Estado de los suelos	25
2.3. PERMEABILIDAD, FILTRACIONES Y REDES DE FLUJO	27
Carga total. Teorema de Bernoulli	27
El agua en reposo. Presiones hidrostáticas	28
El flujo de agua en el terreno	29
Conceptos básicos. Pérdidas de carga y permeabilidad	29
Carga hidráulica en el suelo. Gradiente hidráulico	30
Ley de Darcy	30
Flujo estacionario en medio isótropo	31
Flujo estacionario en medio anisótropo	36
Permeabilidad y flujo en suelos estratificados	36
2.4. TENSIONES EFECTIVAS	39
Las fases y la estructura del suelo	39
Suelos saturados. El postulado de las tensiones efectivas	41
Fuerzas de filtración. Sifonamiento	44
Aplicación de cargas sobre suelos saturados	50
El concepto de la consolidación	50
Conceptos de carga sin drenaje y con drenaje	51
Tensiones inducidas en el suelo saturado por procesos de carga sin drenaje	53
2.5. LA CONSOLIDACIÓN	57
Suelos normalmente consolidados y suelos sobreconsolidados	57
Las tensiones horizontales en el terreno	64

Factores complementarios que influyen en la estructura y comportamiento del suelo	65
El ensayo edométrico	65
2.6. RESISTENCIA AL CORTE	74
Introducción	74
Criterio de rotura	74
El ensayo de corte directo	75
Comportamiento de los suelos sometidos a corte	78
Suelos granulares	78
Suelos arcillosos	81
El ensayo triaxial	84
Dispositivo de ensayo	84
Tipos de ensayo	85
El ensayo de compresión simple	89
2.7. INFLUENCIA DE LA MINERALOGÍA Y LA FÁBRICA EN LAS PROPIEDADES GEOTÉCNICAS DE LOS SUELOS	89
Minerales de arcilla de interés geotécnico	90
Propiedades físico-químicas	92
Propiedades geotécnicas y composición mineralógica	93
Microfábrica de los suelos arcillosos	94
Propiedades geotécnicas y microfábrica	97
Resumen	98
2.8. CARACTERÍSTICAS GEOTÉCNICAS DE LOS SEDIMENTOS	99
Depósitos coluviales	99
Depósitos aluviales	100
Depósitos lacustres	101
Depósitos litorales	101
Depósitos glaciares	102
Depósitos de climas áridos y desérticos	102
Depósitos evaporíticos	103
Depósitos de climas tropicales	104
Depósitos de origen volcánico	104
2.9. PROBLEMAS PLANTEADOS POR LOS SUELOS EN INGENIERÍA	106
Suelos con problemática especial	106
Arcillas expansivas	107
Suelos dispersivos	110
Suelos salinos y agresivos	110
Suelos colapsables	111
La acción del hielo y el «permafrost»	112
Fangos blandos y sensitivos	113
Suelos licuefactables	114
BIBLIOGRAFÍA RECOMENDADA	114
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS	114

3 MECÁNICA DE ROCAS

3.1. INTRODUCCIÓN	118
Definición, finalidad y ámbitos de estudio	118
Rocas y suelos	121
Macizos rocosos	121
3.2. PROPIEDADES FÍSICAS Y MECÁNICAS DE LOS MATERIALES ROCOSOS	125
Características del medio rocoso	125
Propiedades físicas de la matriz rocosa	127
Clasificación de las rocas con fines geotécnicos	132
Clasificación de los macizos rocosos	132
Meteorización de los materiales rocosos	134
Procesos de meteorización	134
Meteorización de la matriz rocosa	135
Meteorización de macizos rocosos	137
El agua subterránea	139
Permeabilidad y flujo de agua	139
Efectos sobre las propiedades de los macizos rocosos	139
3.3. TENSIONES Y DEFORMACIONES EN LAS ROCAS	141
Fuerzas y tensiones	141
Tensiones sobre un plano	143
Tensiones en tres dimensiones	147
Resistencia y rotura	149
Conceptos básicos	149
Mecanismos de rotura	151
Relaciones tensión-deformación en las rocas	152
Criterios de resistencia	156
3.4. RESISTENCIA Y DEFORMABILIDAD DE LA MATRIZ ROCOSA	158
Resistencia y parámetros resistentes	158
Efectos de la anisotropía y de la presión de agua en la resistencia	159
Criterios de rotura	160
Criterio de Mohr-Coulomb	160
Criterio de Hoek y Brown	161
Deformabilidad	163
Ensayos de laboratorio de resistencia y deformabilidad	163
Ensayo uniaxial o de compresión simple	165
Ensayo de compresión triaxial	170
Ensayos de resistencia a tracción	174
Velocidad de ondas sísmicas	175
Limitaciones de los ensayos de laboratorio	175

3.5. DISCONTINUIDADES	176
Influencia en el comportamiento del macizo rocoso	176
Tipos de discontinuidades	178
Características de las discontinuidades	180
Resistencia al corte de los planos de discontinuidad	181
Criterio de Barton y Choubey	185
Discontinuidades con relleno	187
Ensayo de laboratorio de resistencia al corte	187
Permeabilidad y presión de agua	189
3.6. RESISTENCIA Y DEFORMABILIDAD DE MACIZOS ROCOSOS	192
Resistencia	192
Criterios de rotura para macizos rocosos isótropos	193
Criterio de Hoek y Brown	193
Criterio de Mohr-Coulomb	197
Criterios de rotura para macizos rocosos anisótropos	199
Resumen	199
Deformabilidad de los macizos rocosos	200
Ensayos <i>in situ</i> para medir la deformabilidad	201
Métodos geofísicos	201
Correlaciones empíricas	202
Permeabilidad y presión de agua	205
Efecto escala	207
3.7. LAS TENSIONES NATURALES	214
Origen y tipos de tensiones	214
Factores geológicos y morfológicos influyentes en el estado tensional	216
Métodos de medida de las tensiones naturales	218
Medida de la dirección de los esfuerzos (métodos geológicos)	218
Estimación de la magnitud de las tensiones por relaciones empíricas	219
Métodos instrumentales para medir la dirección y magnitud de las tensiones	222
3.8. CLASIFICACIONES GEOMECAÑICAS	229
Clasificación RMR	230
Las clasificaciones geomecánicas en la práctica	230
BIBLIOGRAFÍA RECOMENDADA	234
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS	235

4 DESCRIPCIÓN DE MACIZOS ROCOSOS

4.1. METODOLOGÍA Y SISTEMÁTICA	238
4.2. DESCRIPCIÓN Y ZONIFICACIÓN DEL AFLORAMIENTO	240
4.3. CARACTERIZACIÓN DE LA MATRIZ ROCOSA	242
Identificación	242
Meteorización	244
Resistencia	245
4.4. DESCRIPCIÓN DE LAS DISCONTINUIDADES	246
Orientación	246
Espaciado	248
Continuidad	250
Rugosidad	250
Resistencia de las paredes de la discontinuidad	252
Abertura	253
Relleno	253
Filtraciones	255
4.5. PARÁMETROS DEL MACIZO ROCOSO	256
Número y orientación de familias de discontinuidades	256
Tamaño de bloque y grado de fracturación	256
Grado de meteorización	259
4.6. CLASIFICACIÓN GEOMECAÑICA Y CARACTERIZACIÓN GLOBAL DEL MACIZO ROCOSO	261
BIBLIOGRAFÍA RECOMENDADA	262
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS	262

5 HIDROGEOLOGÍA

5.1. FORMACIONES GEOLÓGICAS Y SU COMPORTAMIENTO FRENTE AL AGUA	264
Tipos de acuífero y su comportamiento	264
Nivel piezométrico	267
Movimiento del agua en los acuíferos	268
5.2. PARÁMETROS HIDROGEOLÓGICOS CARACTERÍSTICOS DE LAS FORMACIONES GEOLÓGICAS	271
Porosidad	271

Coeficiente de almacenamiento	272	Fotointerpretación y teledetección	309
Permeabilidad	273	Fotointerpretación	310
Transmisividad	274	Teledetección	311
5.3. FLUJO. LEY DE DARCY Y ECUACIONES FUNDAMENTALES DEL FLUJO EN MEDIOS POROSOS	274	Reconocimientos geológicos y geotécnicos de campo	315
Ley de Darcy	274	Conclusión	316
Velocidad de Darcy y velocidad real	276	6.3. SONDEOS GEOTÉCNICOS Y CALICATAS	316
Generalización de la ley de Darcy	276	Sondeos geotécnicos	316
Ecuación de la continuidad para flujo estacionario	277	Sondeos a rotación	317
Ecuación de Laplace	277	Sondeos con barrena helicoidal	318
Ecuación de Poisson	278	Sondeos a percusión	320
Ecuación del flujo en régimen transitorio	279	Perforaciones especiales	320
5.4. MÉTODOS DE EVALUACIÓN DE PARÁMETROS HIDROGEOLOGÍCOS	280	Número y profundidad de sondeos	320
Ensayos de bombeo	280	Presentación de los datos de perforación	321
Ensayos de inyección	290	Calicatas	321
Ensayos con trazadores	290	Muestras geotécnicas	322
5.5. MÉTODOS DE RESOLUCIÓN	292	Testificación geotécnica	325
Métodos analíticos	293	6.4. PROSPECCIÓN GEOFÍSICA	329
Redes de flujo	294	Geofísica de superficie	329
Métodos numéricos	295	Métodos eléctricos	329
5.6. PROPIEDADES QUÍMICAS DEL AGUA	297	Métodos sísmicos	331
Calidad química de las aguas subterráneas	297	Métodos electromagnéticos	334
Procesos físico-químicos. Interacción agua-acuífero	298	Métodos gravimétricos	336
Contaminación y contaminantes de las aguas subterráneas	299	Métodos magnéticos	337
Actividades antrópicas	300	Geofísica en el interior de sondeos	337
Mecanismos de introducción y propagación de la contaminación	301	Testificación geofísica	337
BIBLIOGRAFÍA RECOMENDADA	302	Sísmica en sondeos	339
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS	302	Tomografía sísmica	340
		6.5. ENSAYOS <i>IN SITU</i>	340
		Ensayos de resistencia	341
		Ensayos en suelos	341
		Ensayo de penetración estándar (SPT)	341
		Ensayos de penetración dinámica	342
		Ensayos de penetración estática	344
		Ensayo de molinete	345
		Ensayos en la matriz rocosa	345
		Esclerómetro o martillo Schmidt	346
		Ensayo de carga puntual	348
		Ensayos en discontinuidades	348
		Ensayo de resistencia al corte	348
		<i>Tilt test</i>	350
		Ensayos de deformabilidad	351
		Ensayos en suelos	351
		Ensayo presiométrico	351
		Ensayo de placa de carga	352
		Ensayos en macizos rocosos	353
		Ensayo dilatométrico	353
		Ensayo de placa de carga	354
		Ensayo de gato plano	354
		Métodos sísmicos	357

6 INVESTIGACIONES *IN SITU*

6.1. DISEÑO Y PLANIFICACIÓN DE LAS INVESTIGACIONES <i>IN SITU</i>	304
Objetivos e importancia	304
Planificación de las investigaciones <i>in situ</i>	306
6.2. ESTUDIOS PREVIOS	308
Revisión de información y antecedentes	308

Ensayos para medida de las tensiones naturales	357
Ensayos de permeabilidad	357
Ensayos en suelos	357
Ensayo Lefranc	358
Ensayo de Gilg-Gavard	358
Ensayo de Matsuo	359
Ensayo de Haefeli	359
Ensayos en macizos rocosos	359
Ensayo Lugeon	359
6.6. INSTRUMENTACIÓN GEOTÉCNICA	362
Medida de desplazamientos	363
Desplazamientos entre puntos próximos	363
Desplazamientos entre puntos situados en superficie	364
Desplazamientos profundos	364
Medida de presiones intersticiales	366
Medida de presiones	366
6.7. RESUMEN	368
BIBLIOGRAFÍA RECOMENDADA	372
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS	372

7 MAPAS GEOTÉCNICOS

7.1. DEFINICIÓN	376
7.2. TIPOS DE MAPAS	376
Clasificación	376
Contenido de los mapas geotécnicos	378
Clasificación y propiedades geotécnicas de suelos y rocas	378
Condiciones hidrogeológicas	381
Condiciones geomorfológicas	382
Procesos geodinámicos	382
7.3. MÉTODOS CARTOGRAFICOS	382
Zonificación geotécnica	382
Representación de datos	383
Cartografía automática	384
Cortes geotécnicos	384
7.4. OBTENCIÓN DE DATOS	385
7.5. APLICACIONES	386
Planificación	386
Ingeniería	389
BIBLIOGRAFÍA RECOMENDADA	390
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS	390

PARTE II APLICACIONES

8 CIMENTACIONES

8.1. INTRODUCCIÓN	394
Criterios generales de diseño	394
Fases de estudio	395
8.2. CIMENTACIONES DIRECTAS	395
Tipos de cimentación	395
Presión de hundimiento	395
Definiciones básicas	397
Cálculo de la presión de hundimiento	398
Capacidad de carga en condiciones sin drenaje	398
Capacidad de carga en condiciones drenadas	399
Coefficiente de seguridad. Presión admisible con respecto al hundimiento	400
Distribución de presiones bajo cimentaciones directas	400
Distribución de tensiones en el terreno bajo áreas cargadas	403
La estimación de asentos en suelos	406
Consideraciones generales	406
Asiento instantáneo, de consolidación primaria y de consolidación secundaria	407
Asientos instantáneos y de consolidación primaria en arcillas saturadas	408
Asientos en terrenos granulares	409
Asientos en arcillas rígidas	410
8.3. CIMENTACIONES PROFUNDAS	411
Tipos de pilote	411
Pilote aislado	412
Determinación de la carga de hundimiento	415
Grupo de pilotes	417
Rozamiento negativo sobre los pilotes	417
Empujes laterales del terreno sobre los pilotes	418
8.4. CIMENTACIONES SUPERFICIALES EN ROCA	419
Método de Serrano y Olalla	419
8.5. CIMENTACIONES EN CONDICIONES GEOLÓGICAS COMPLEJAS	421
Suelos expansivos	421
Suelos colapsables	423
Cavidades kársticas	423
Cavidades en rocas volcánicas	425

Rellenos antrópicos	425
Suelos blandos	425
8.6. RECONOCIMIENTOS GEOTÉCNICOS	425
BIBLIOGRAFÍA RECOMENDADA	428
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS	428

9 TALUDES

9.1. INTRODUCCIÓN	430
9.2. INVESTIGACIONES <i>IN SITU</i>	431
9.3. FACTORES INFLUYENTES EN LA ESTABILIDAD	432
Estratigrafía y litología	433
Estructura geológica y discontinuidades	433
Condiciones hidrogeológicas	434
Propiedades geomecánicas de los suelos y de los macizos rocosos	436
Tensiones naturales	438
Otros factores	438
9.4. TIPOS DE ROTURA	439
Taludes en suelos	439
Taludes en rocas	440
Rotura plana	440
Rotura en cuña	442
Vuelco de estratos	443
Rotura por pandeo	443
Rotura curva	444
9.5. ANÁLISIS DE LA ESTABILIDAD	445
Introducción	445
Métodos de equilibrio límite	446
Taludes en suelos	447
Taludes en rocas	457
Métodos tenso-deformationales	467
Clasificación geomecánica de taludes	469
Índice SMR	469
9.6. MEDIDAS DE ESTABILIZACIÓN	470
Introducción	470
Métodos de estabilización	471
Modificación de la geometría	471
Medidas de drenaje	473
Elementos estructurales resistentes	474
Muros y elementos de contención	477
Medidas de protección superficial	479
9.7. INSTRUMENTACIÓN Y CONTROL	480

9.8. EXCAVACIÓN DE TALUDES	483
Criterios de excavabilidad	484
BIBLIOGRAFÍA RECOMENDADA	486
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS	486

10 TÚNELES

10.1. INTRODUCCIÓN	488
10.2. INVESTIGACIONES <i>IN SITU</i>	490
10.3. INFLUENCIA DE LAS CONDICIONES GEOLÓGICAS	494
Estructura geológica	494
Discontinuidades	495
Resistencia de la matriz rocosa	496
Condiciones hidrogeológicas	497
Estado tensional	499
Métodos de análisis	499
Efectos de las tensiones elevadas	500
10.4. PARÁMETROS GEOMECÁNICOS DE DISEÑO	500
Datos geológicos y geomecánicos	500
Resistencia y deformabilidad	501
Magnitud y dirección de las tensiones naturales	501
Índice SRF	501
Método de Sheorey	503
Caudales y presiones de agua	504
10.5. CLASIFICACIONES GEOMECÁNICAS	508
Clasificación <i>Q</i>	508
Clasificación SRC	508
Criterios para la aplicación de las clasificaciones geomecánicas	514
10.6. ESTIMACIÓN DE LOS SOSTENIMIENTOS POR MÉTODOS EMPÍRICOS	516
Sostenimientos a partir del índice RMR	516
Sostenimientos a partir del índice <i>Q</i>	516
10.7. CRITERIOS DE EXCAVABILIDAD	519
10.8. MÉTODOS DE EXCAVACIÓN Y DE SOSTENIMIENTO DE TÚNELES EN ROCA	521
Métodos de excavación	524
Fases de excavación	526
Elementos de sostenimiento	526
Tratamientos especiales	528

El Nuevo Método Austríaco	528	Tipología de los materiales	558
Emboquilles	529	Núcleos	558
10.9. MÉTODOS DE CONSTRUCCIÓN DE TÚNELES EN SUELOS	530	Espaldones	559
Métodos no mecanizados	530	Filtros y drenes	560
Métodos semi-mecánicos	531	Áridos para hormigones	560
Métodos de excavación mecanizada	532	11.7. ESTANQUEIDAD DE EMBALSES	561
10.10. CONSIDERACIONES GEOLÓGICO-GEOTÉCNICAS DURANTE LA CONSTRUCCIÓN	533	11.8. PERMEABILIDAD DE CERRADAS	562
Problemas geológico-geotécnicos	533	Subpresiones	562
Control geológico-geotécnico	535	Erosión interna	563
Influencia de la excavación en estructuras próximas	536	Permeabilidad y control de filtraciones	564
BIBLIOGRAFÍA RECOMENDADA	538	11.9. ESTABILIDAD DE LADERAS EN EMBALSES	565
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS	539	11.10. CONDICIONES GEOLÓGICO-GEOTÉCNICAS DE CIMENTACIÓN DE PRESAS	567
11 PRESAS		Condiciones generales	567
11.1. INTRODUCCIÓN	542	Fuerzas ejercidas	567
11.2. TIPOS DE PRESAS Y ESTRUCTURAS AUXILIARES	544	Mecanismos de rotura	568
Tipos de presa	544	Distribución de tensiones	570
Presas de materiales sueltos	544	Tratamientos	571
Presas de fábrica	545	Problemas geológicos y posibles soluciones	574
Estructuras auxiliares	547	11.11. NEOTECTÓNICA Y SISMICIDAD NATURAL E INDUCIDA	576
11.3. METODOLOGÍA DE LOS ESTUDIOS GEOLÓGICOS Y GEOTÉCNICOS	548	BIBLIOGRAFÍA RECOMENDADA	578
11.4. RECONOCIMIENTOS GEOLÓGICOS E INVESTIGACIONES <i>IN SITU</i>	550	REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS	578
11.5. CRITERIOS GEOLÓGICO-GEOTÉCNICOS DE SELECCIÓN DE PRESAS	554	12 ESTRUCTURAS DE TIERRAS	
Criterios generales	554	12.1. INTRODUCCIÓN	580
Características de la cimentación	555	12.2. METODOLOGÍA DE DISEÑO	581
Disponibilidad de materiales	555	12.3. MATERIALES	585
Riesgo de erosión interna	555	Terraplenes	585
Emplazamiento de estructuras auxiliares	556	Pedraplenes y rellenos tipo «todo uno»	588
Condiciones para presas de materiales sueltos	556	Escolleras	590
Condiciones para presas de hormigón	557	12.4. PUESTA EN OBRA Y CONTROL	590
Consideraciones medioambientales	557	12.5. TERRAPLENES SOBRE SUELOS BLANDOS	594
11.6. MATERIALES GEOLÓGICOS PARA LA CONSTRUCCIÓN DE PRESAS	558	12.6. TERRAPLENES A MEDIA LADERA	596
Investigaciones geológicas para el estudio de préstamos	558	BIBLIOGRAFÍA RECOMENDADA	598
		REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS	598

RECAPITULACIÓN DE LA PARTE II 599

PARTE III RIESGOS GEOLÓGICOS

13 PREVENCIÓN DE RIESGOS GEOLÓGICOS

13.1. LOS RIESGOS GEOLÓGICOS	608
13.2. PELIGROSIDAD, RIESGO Y VULNERABILIDAD	609
13.3. CRITERIOS DE SEGURIDAD EN INGENIERÍA GEOLÓGICA	613
13.4. PREVENCIÓN Y MITIGACIÓN DE LOS RIESGOS	615
13.5. MAPAS DE PELIGROSIDAD Y DE RIESGO	616
BIBLIOGRAFÍA RECOMENDADA	619
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS	619

14 DESLIZAMIENTOS Y OTROS MOVIMIENTOS DEL TERRENO

14.1. INTRODUCCIÓN	622
14.2. MOVIMIENTOS DE LADERA	622
Tipos de movimiento	623
Deslizamientos	623
Flujos	626
Desprendimientos	628
Avalanchas rocosas	628
Desplazamientos laterales	629
Causas de los movimientos de ladera	629
Precipitaciones y condiciones climáticas	632
Cambios del nivel de agua	636
Procesos erosivos	636
Terremotos	636
Vulcanismo	637
Acciones antrópicas	638
14.3. INVESTIGACIÓN DE DESLIZAMIENTOS	638
Reconocimientos generales	639

Análisis de los procesos	644
Investigaciones de detalle	645
Análisis de estabilidad	649
Instrumentación	650
Sistemas de alarma	650

14.4. MEDIDAS DE CORRECCIÓN	651
Estabilización y protección frente a desprendimientos rocosos	652
14.5. HUNDIMIENTOS Y SUBSIDENCIAS	655
Tipos de movimiento y causas	655
Hundimientos	655
Subsidencias	656
Investigación de los procesos	658
Medidas de corrección	659
14.6. PREVENCIÓN DE RIESGOS POR MOVIMIENTOS DEL TERRENO	659
Mapas de susceptibilidad y de peligrosidad	660
Mapas de movimientos de ladera	661
Mapas de hundimientos y subsidencias	662

BIBLIOGRAFÍA RECOMENDADA	663
--------------------------	-----

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS	663
----------------------------	-----

15 RIESGO SÍSMICO

15.1. INTRODUCCIÓN	666
15.2. FALLAS Y TERREMOTOS	666
Las fallas como fuente de los terremotos	666
El régimen de <i>stick-slip</i> y el ciclo sísmico	667
El modelo de las fallas sísmicas	669
Tasas de deslizamiento y periodo de recurrencia	669
El registro geológico de la actividad en fallas	670
El estudio de las fallas sísmicas	672
15.3. ANÁLISIS DE LA SISMICIDAD	675
15.4. ANÁLISIS DE LA PELIGROSIDAD SÍSMICA	676
Método determinista	676
Métodos probabilistas	678
15.5. RESPUESTA SÍSMICA EN EL EMPLAZAMIENTO	680
Terremoto característico	680

Parámetros sísmicos del movimiento del terreno	680	BIBLIOGRAFÍA RECOMENDADA	694
Modificación del movimiento del terreno por condiciones locales	681	REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS	694
15.6. EFECTOS INDUCIDOS POR LOS TERREMOTOS EN EL TERRENO	683	APENDICE A	
Susceptibilidad de licuefacción	684	Tabla de conversión de unidades de presión	697
Deslizamientos inducidos por sismos	685	APÉNDICE B	
Roturas por fallas	687	Símbolos y acrónimos	699
15.7. APLICACIONES EN INGENIERÍA GEOLÓGICA	688	APÉNDICE C	
Estudios de riesgo sísmico para emplazamientos	689	Permisos de reproducción de figuras	705
Microzonación sísmica	689	ÍNDICE ANALÍTICO	709
Estimación de la vulnerabilidad sísmica	690		

RECUADROS

Recuadro 1.1. El deslizamiento de El Berrinche, Tegucigalpa (Honduras)	4	Recuadro 3.5. Métodos gráficos y analíticos para el cálculo de las tensiones tangencial y normal sobre un plano	148
Recuadro 1.2. La ingeniería geológica: formación y profesión	6	Recuadro 3.6. Modelos de comportamiento tensión-deformación en las rocas	155
Recuadro 1.3. La rotura de la presa de Aznalcóllar: un ejemplo de fallo geológico-geotécnico de graves consecuencias ecológicas	13	Recuadro 3.7. Cálculo de las constantes elásticas de la roca: módulo de Young, E , y coeficiente de Poisson, ν	168
Recuadro 2.1. El empleo de piezómetros de tubo abierto	29	Recuadro 3.8. Ejemplo de cálculo de los parámetros resistentes c y ϕ a partir de ensayos triaxiales	173
Recuadro 2.2. Cálculo de presiones intersticiales	32	Recuadro 3.9. Cálculo de los parámetros resistentes c y ϕ de las discontinuidades	189
Recuadro 2.3. Ejemplo de red de flujo en medio anisótropo	37	Recuadro 3.10. Cálculo de los parámetros resistentes del macizo rocoso c y ϕ a partir del criterio de Hoek y Brown según Serrano y Olalla	198
Recuadro 2.4. Cálculo de la permeabilidad	38	Recuadro 3.11. Variación de la relación σ_H/σ_V por erosión	219
Recuadro 2.5. Las tensiones tangenciales y el postulado de Terzaghi	42	Recuadro 3.12. Determinación de la dirección de las tensiones mediante técnicas de relajación en afloramientos	221
Recuadro 2.6. Tensiones en un estrato de suelo homogéneo	43	Recuadro 3.13. Ejemplo de ensayo de hidrofracturación en un sondeo profundo	228
Recuadro 2.7. Tensiones en un suelo estratificado	45	Recuadro 4.1. Evaluación de la resistencia al corte de discontinuidades a partir de datos de campo	255
Recuadro 2.8. Condición de sifonamiento	49	Recuadro 6.1. Cálculo del RQD	326
Recuadro 2.9. Determinación de la ley de tensiones	55	Recuadro 6.2. Ejemplo de cálculo de la resistencia a partir del martillo Schmidt	347
Recuadro 2.10. Expresión de la deformación vertical y volumétrica en condiciones unidimensionales	58	Recuadro 6.3. Cálculo de la resistencia mediante el ensayo PLT	349
Recuadro 2.11. Determinación del grado de sobreconsolidación	60	Recuadro 8.1. Cálculo de la presión de hundimiento	400
Recuadro 2.12. Ejemplo de cálculo de asientos	64	Recuadro 8.2. Ejemplo de cálculo de la presión efectiva de hundimiento	401
Recuadro 2.13. Cálculo del coeficiente de empuje y las tensiones horizontales	66	Recuadro 8.3. Ejemplo de cálculo de la presión efectiva de hundimiento y la presión admisible	402
Recuadro 2.14. Cálculo de tiempos de consolidación	72	Recuadro 8.4. Ejemplo de cálculo de distribución de tensiones en el terreno	406
Recuadro 2.15. Curva de asientos-tiempos	73	Recuadro 8.5. Ejemplo de cálculo de asientos	410
Recuadro 2.16. Cálculo de la tensión tangencial y tensiones principales	76		
Recuadro 3.1. Transición roca-suelo	122		
Recuadro 3.2. Matriz rocosa, discontinuidades y macizo rocoso	123		
Recuadro 3.3. Propiedades físicas y mecánicas de las rocas	126		
Recuadro 3.4. Tensiones principales	145		

Recuadro 9.1. Cálculo de presiones intersticiales en un talud a partir de la red de flujo	437	Recuadro 11.2. Influencias de las oscilaciones del nivel del agua en la estabilidad de las laderas de un embalse	566
Recuadro 9.2. Ejemplo de aplicación del método de Taylor	452	Recuadro 11.3. El mecanismo de rotura de la presa de Aznalcóllar (Sevilla)	570
Recuadro 9.3. Cálculo del coeficiente de seguridad de un talud en suelos con los ábacos de Hoek y Bray	453	Recuadro 11.4. Análisis de estabilidad de una presa frente al deslizamiento	572
Recuadro 9.4. El método de Bishop simplificado	455	Recuadro 12.1. Ensayos de materiales	583
Recuadro 9.5. Cálculo del coeficiente de seguridad de una cuña con los ábacos de Hoek y Bray	459	Recuadro 12.2. Clasificación de suelos para terraplenes: PG-3 (2000)	586
Recuadro 9.6. Ejemplo de análisis de estabilidad de una cuña por el método de John	464	Recuadro 13.1. Ejemplos de evaluación del riesgo	612
Recuadro 9.7. Control de movimientos en un talud inestable	482	Recuadro 13.2. Ejemplo de análisis de la seguridad geológica	614
Recuadro 10.1. Guía para la planificación de investigaciones en túneles	492	Recuadro 14.1. El deslizamiento de Benamejí (Córdoba)	648
Recuadro 10.2. Cálculo de los parámetros geomecánicos del macizo rocoso para el diseño de un túnel	504	Recuadro 14.2. Ejemplo de subsidencia por descenso del nivel freático en la ciudad de Murcia	657
Recuadro 10.3. Cálculo de los caudales infiltrados en un túnel por el método de Goodman, Moya, Schalkwyk y Javandel	507	Recuadro 15.1. Las sismitas y otros efectos de los terremotos	674
Recuadro 10.4. Cálculo del parámetro de estado tensional de la Clasificación SRC	513	Recuadro 15.2. Ejemplo de cálculo de la susceptibilidad de licuefacción	686
Recuadro 11.1. Criterios para la investigación geotécnica de presas	552	Recuadro 15.3. El terremoto de Kocaeli (Turquía) del 17 de agosto de 1999	693

PRÓLOGO

Este libro es fruto de la experiencia académica y profesional de los autores, que desde hace años vienen compartiendo la docencia en los cursos del Master de Ingeniería Geológica de la UCM, y responde a la conveniencia de disponer de un texto que sea de utilidad tanto para los estudiantes de ingeniería geológica y geotecnia, como para los profesionales de estas disciplinas. El libro aparece en un momento en que la ingeniería geológica ha adquirido una relevancia sin precedentes en los estudios universitarios en España. En la UCM, al igual que en otras universidades españolas, se ha iniciado en el año 2000 el primer curso del nuevo título oficial de ingeniero geólogo, aunque la ingeniería geológica se viene impartiendo como Título Propio en la citada Universidad desde 1990. Este hecho ha venido precedido de un desarrollo excepcional de las actividades relacionadas con esta materia, con inversiones extraordinarias en infraestructuras, sobre todo en vías de comunicación, edificación, energía y protección medioambiental.

La ingeniería geológica, como ciencia aplicada a la ingeniería y al medio ambiente, tiene una gran trascendencia socioeconómica, abarcando desde los estudios geotécnicos para la cimentación de edificios hasta las grandes obras públicas y de infraestructura, y aportando soluciones constructivas acordes con la naturaleza geológica del terreno y el medio ambiente. Su papel es básico para la optimización de las inversiones y para el adecuado planteamiento de las actividades constructivas. A este respecto cabe recordar que una de las mayores fuentes de incertidumbre, y por tanto de riesgo, es la derivada de los problemas asociados al comportamiento del terreno. La ingeniería geológica tiene otra de sus principales aplicaciones en la reducción de los daños causados por las catástrofes naturales, de gran impacto en la sociedad; los riesgos geológicos pueden evitarse en gran parte si se adoptan medidas de prevención y control, aspectos en los que esta disciplina interviene de forma fundamental.

En líneas generales el libro responde a estos planteamientos, estructurándose en tres partes. La Parte I trata de los fundamentos: mecánica del suelo, mecánica de rocas e hidrogeología, así como de los métodos: investigaciones *in situ*, reconocimientos geotécnicos y cartografía geotécnica. En la Parte II se incluyen las aplicaciones más importantes: cimentaciones, taludes, túneles, presas y estructuras de tierras. La Parte III se

dedica a los riesgos geológicos, en particular a los deslizamientos y otros movimientos del terreno y al riesgo sísmico. El texto desarrolla con detalle los conceptos fundamentales necesarios para la resolución de los problemas más frecuentes, presentándose de forma didáctica los métodos de análisis de mayor utilización en la práctica de la ingeniería geológica.

Espero que este libro facilite el camino a quienes se inician en la ingeniería geológica, y prenda el interés (quizás la vocación) por una actividad profesional que ofrece la oportunidad de conocer y estudiar el medio geológico, aportando soluciones compatibles con dicho medio a las necesidades constructivas. Por otro lado, los profesionales pueden encontrar un compendio de los conceptos básicos de la mecánica del suelo, de las rocas y de la ingeniería geológica, y de los métodos de investigación geotécnica, destacándose a lo largo de todo el libro los factores geológicos de mayor influencia y significado geotécnico.

Agradecimientos

Mi agradecimiento al profesor don Antonio Soriano, al profesor don Alcibiades Serrano, a don Ángel Rodríguez Franco, al doctor Marino Trimboli, a don Alberto Mazariegos y a don Rafael Pérez Arenas por la revisión de los textos. A doña Yolanda López de las Hazas, doña Diana Ponce de León, doña Sonia Ayerra y don Juan Miguel Insua, por su ayuda a la preparación del libro, y al profesor don Alberto Foyo y a don Joaquín Mulas por la documentación facilitada. Sin embargo, este libro nunca hubiera sido posible sin la participación de doña Isabel Capella, editora de la División Universitaria de Pearson Educación, quien confió en el proyecto e hizo posible que fuese realidad.

Finalmente, quiero expresar mi reconocimiento a los profesores que con su magisterio, y en distintas circunstancias, han dejado en mí mayor huella e influencia: al profesor excelentísimo señor don José Antonio Jiménez Salas, al profesor Sir John Knill, al profesor Michael H. de Freitas, al doctor Bryan O. Skipp, al profesor don Ramón Capote, al profesor don Santiago Leguey y al profesor don Ángel Uriel, inolvidable maestro y amigo. A ellos les debo muchas de las ideas contenidas en este libro.

Madrid, enero de 2002

LUIS I. GONZÁLEZ DE VALLEJO

Parte

I

FUNDAMENTOS
Y MÉTODOS



CAPÍTULO 1

INTRODUCCIÓN A LA INGENIERÍA GEOLÓGICA

CONTENIDO

1. Definición e importancia de la ingeniería geológica
2. El medio geológico y su relación con la ingeniería
3. Factores geológicos y problemas geotécnicos
4. Métodos y aplicaciones en ingeniería geológica
5. Fuentes de información en ingeniería geológica
6. Estructura del libro



Definición e importancia de la ingeniería geológica

La **ingeniería geológica** es la ciencia aplicada al estudio y solución de los problemas de la ingeniería y del medio ambiente producidos como consecuencia de la interacción entre las actividades humanas y el medio geológico. El fin de la ingeniería geológica es asegurar que los factores geológicos condicionantes de las obras de ingeniería sean tenidos en cuenta e interpretados adecuadamente, así como evitar o mitigar las consecuencias de los riesgos geológicos.

La ingeniería geológica surge con el desarrollo de las grandes obras públicas y el crecimiento urbano, diferenciándose como especialidad de la geología a mediados del siglo XX. La rotura de algunas presas por causas geológicas y sus graves consecuencias, incluyendo la pérdida de cientos de vidas humanas, como la presa de San Francisco (California, 1928), la de Vajont (Italia, 1963) y la de Malpasset (Francia, 1959), los deslizamientos durante la construcción del Canal de Panamá en las primeras décadas del siglo, o las roturas de taludes en los ferrocarriles suecos en 1912, fueron algunos de los hitos que marcaron la necesidad de llevar a cabo estudios geológicos aplicados a la ingeniería.

El desarrollo que alcanzaron otras ciencias afines, como la **mecánica del suelo** y la **mecánica de rocas**, configuraron los principios de la moderna **geotecnia**, dentro de la cual la **ingeniería geológica** representa la **visión más geológica a la solución de los problemas constructivos** (Figura 1.1). En la geotecnia se integran las técnicas de ingeniería del terreno aplicadas a las cimentaciones, refuerzo, sostenimiento, mejora y excavación del terreno y las citadas disciplinas de la mecánica del suelo, mecánica de rocas e ingeniería geológica.

En los albores del siglo XXI, los problemas del desarrollo sostenible, en un frágil equilibrio medioambiental sometido a la inevitable confrontación entre las consecuencias del progreso y los procesos geológicos,

junto a la expansión urbana de muchas ciudades que crecen incontroladamente en condiciones geológicamente adversas, o bajo la amenaza de riesgos naturales, constituyen una de las cuestiones prioritarias de la ingeniería geológica.

La necesidad de estudiar geológicamente el terreno como base de partida para los proyectos de grandes obras es indiscutible en la actualidad, y constituye una práctica obligatoria. Esta necesidad se extiende a otras obras de menor volumen, pero de gran repercusión social, como la edificación, en donde los estudios geotécnicos son igualmente obligatorios.

La importancia de la ingeniería geológica se manifiesta en dos grandes campos de actuación. El primero corresponde a los proyectos y obras de ingeniería donde el terreno constituye el soporte, el material de excavación, de almacenamiento o de construcción. Dentro de este ámbito se incluyen las principales obras de infraestructura, edificación, obras hidráulicas, marítimas, plantas industriales, explotaciones mineras, centrales de energía, etc. La participación de la ingeniería geológica en estas actividades es fundamental al contribuir a su seguridad y economía. El segundo campo de actuación se refiere a la prevención, mitigación y control de los riesgos geológicos, así como de los impactos ambientales de las obras públicas, actividades industriales, mineras o urbanas.

Ambos campos tienen un peso importante en el producto interior bruto de un país, al estar directamente relacionados con los sectores de las infraestructuras, construcción, minería y edificación. En el segundo ámbito de actuación la importancia económica y las repercusiones sociales y ambientales son difíciles de valorar, y pueden llegar a ser muy altas o incalculables, dependiendo de los daños y de la reducción de pérdidas si se aplican medidas de prevención (Figura 1.2).

LA INGENIERÍA GEOLÓGICA: UNA VISIÓN DESDE LA GEOLOGÍA HACIA LA INGENIERÍA

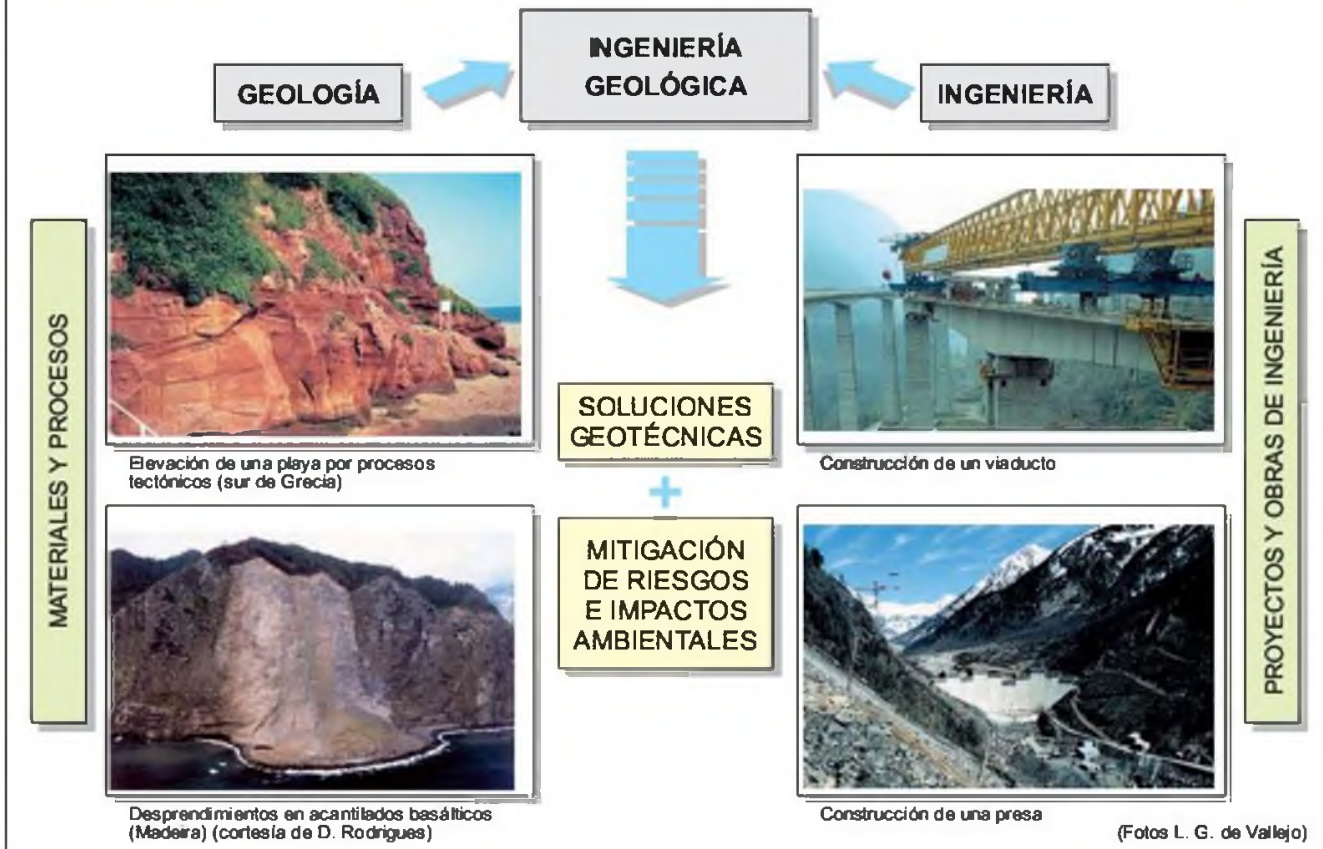
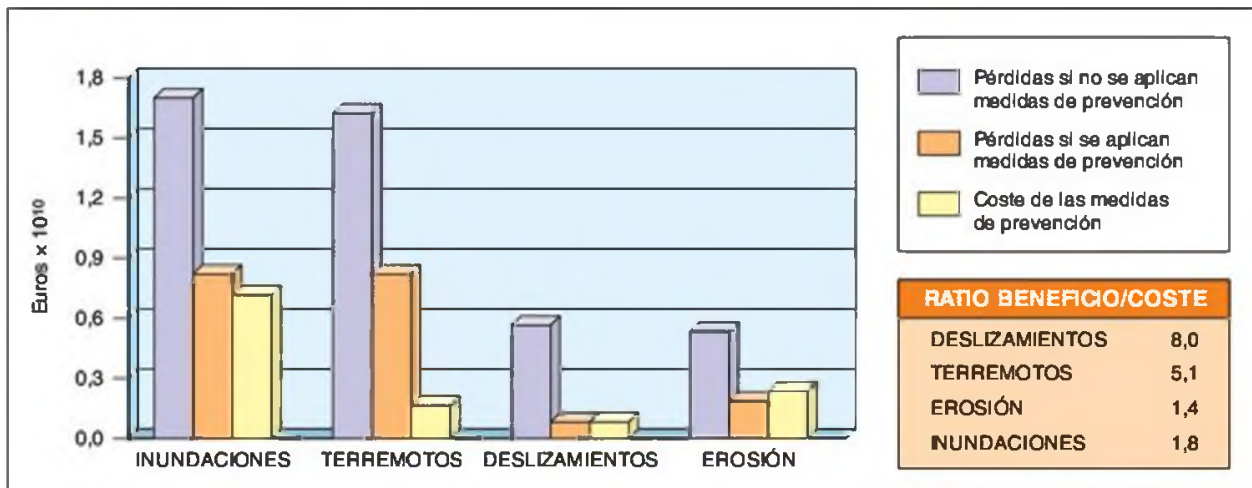


Figura 1.1 Ingeniería geológica, geología e ingeniería civil.



Proyección a 30 años e hipótesis de riesgo máximo.

Ratio beneficio / coste: pérdidas por riesgos geológicos menos las pérdidas si se aplican medidas preventivas, divididas por el coste de las medidas de prevención.

Figura 1.2 Pérdidas económicas por riesgos geológicos en España. Impacto económico y social de los riesgos geológicos en España (IGME, 1987).



Recuadro 1.1

El deslizamiento de El Berrinche, Tegucigalpa (Honduras)

Este deslizamiento se produjo como consecuencia del huracán Mitch el 30 de octubre de 1998. El huracán, que asoló Centroamérica, ocasionó más de 25.000 muertos y una cifra incalculable de pérdidas. Las consecuencias fueron muy agravadas por la intensa deforestación y ocupación urbana de laderas inestables. Los deslizamientos ocurridos en algunas de las laderas populosas colonizadas por infraviviendas que rodean la ciudad de Tegucigalpa causaron daños muy elevados, quizás el mayor número de viviendas destruidas y personas afectadas por deslizamientos en la capital de un país que ninguna otra catástrofe haya producido hasta entonces, con pérdidas de vidas humanas y económicas irrecuperables que afectaron a centenares de familias.

El deslizamiento de El Berrinche, que destruyó el barrio del mismo nombre y afectó parcialmente a otros, provocó el represamiento del río Choluteca y, consecuentemente, la inundación destructiva de las zonas más bajas de la ciudad, con gran número de víctimas, tras cambiar el río su curso e internarse en el interior de zonas urbanizadas. La corriente de lodo arrastró gran cantidad de vegetación, vehículos y fragmentos de viviendas,

alcanzó una altura de varios metros sobre las calles, dañando infraestructuras básicas de la ciudad.

En Tegucigalpa esas zonas de riesgo eran ya conocidas, y existían algunos mapas de riesgo. Como antecedente, en 1958 un gran número de casas fueron destruidas en las laderas situadas frente al cerro de El Berrinche.

Las intensas lluvias asociadas al huracán Mitch en Tegucigalpa han sido una verdadera prueba para la evaluación del comportamiento del terreno y su susceptibilidad ante los deslizamientos, denotándose un claro comportamiento diferencial de unas zonas a otras en función del tipo de materiales geológicos presentes, quedando demostrado el control litológico de los procesos de inestabilidad de ladera. De hecho los mayores deslizamientos tuvieron lugar en materiales lutíticos y limolíticos con intercalaciones de grauvacas y areniscas arcillosas del Grupo Valle de Ángeles, materiales muy evolutivos frente a la meteorización, mientras que en el otro grupo litológico que aflora en la zona, constituido por tobas volcánicas masivas (Grupo volcanoclástico Padre Miguel), se produjeron algunos desprendimientos rocosos aislados.



Vista del deslizamiento afectando parte de la ciudad de Tegucigalpa (foto M. Ferrer).

El medio geológico y su relación con la ingeniería

El medio geológico está en continua evolución y los procesos afectan tanto a los materiales rocosos y a los suelos como al medio natural en su conjunto. El antrópico, representado por las ciudades, las infraestructuras, obras públicas, etc., irrumpe con frecuencia en regiones geológicamente inestables modificando, e incluso desencadenando, los procesos geológicos. La búsqueda de soluciones armónicas entre el medio geológico y el antrópico precisa de la consideración previa de ciertos factores diferenciadores entre ambos, cuyo desconocimiento es causa de interpretaciones erróneas. Entre estos factores destacan:

- La escala geológica y la ingenieril.
- El tiempo geológico y el antrópico.
- El lenguaje geológico y el ingenieril.

En geología se parte de una visión espacial de los fenómenos físicos de la Tierra, con escalas que van desde lo cósmico hasta lo microscópico, y el tiempo se mide en cientos de millones de años. En ingeniería las escalas espaciales y temporales se adaptan a la medida de las actividades humanas. Gran parte de los procesos geológicos, como la orogénesis, litogénesis, etc., tienen lugar a lo largo de millones de años, y condicionan factores tan diferentes como las propiedades y características de los materiales y la ocurrencia de procesos sísmicos o volcánicos. El hombre como especie irrumpe en el Cuaternario, con una antigüedad del orden de 2 millones de años, frente a los 4.600 millones de años de vida del planeta. Sin embargo la acción antrópica interviene de forma extraordinaria en determinados procesos naturales como la erosión, sedimentación, e incluso en el clima. La posibilidad de acelerar o modificar los procesos naturales es uno de los aspectos fundamentales a considerar en ingeniería geológica. Muchas propiedades de los materiales geológicos de interés geotécnico como la permeabilidad, alterabilidad, resistencia, deformabilidad, etc., o procesos como la disolución, subsidencia, expansividad, etc., pueden ser sustancialmente modificados por la acción humana.

La comparación entre el tiempo geológico y el humano es fundamental para apreciar las posibles consecuencias de los factores y riesgos geológicos. Puede considerarse que la mayoría de las obras se proyectan para ser operativas entre 50 y 100 años; sin embargo es habitual exigir garantías de seguridad

geológica y ambiental para periodos entre 500 y 1.000 años, como sucede frente al riesgo de inundaciones, terremotos, etc.; hay circunstancias en las que la estabilidad geológica se debe asegurar para periodos más largos, como en el almacenamiento de residuos radiactivos, donde se contemplan periodos de más de 10.000 años.

Considerando la escala humana, muchos procesos geológicos, como los riesgos naturales de gran magnitud, tienen en general una probabilidad muy baja de ocurrencia. El amplio rango de velocidades con que se desarrollan los procesos geológicos, desde casi instantáneos como los terremotos, hasta muy lentos como la disolución y la erosión, es otro factor que debe ser considerado.

Las escalas cartográficas, como medio de representación espacial, son otro de los aspectos diferenciales a tener en cuenta. En geología las escalas vienen condicionadas por la dimensión de los fenómenos o de las unidades geológicas, formaciones, estructuras, etc., a representar. La mayoría de los mapas geológicos tienen escalas comprendidas entre 1/1.000.000 y 1/50.000, mientras que en ingeniería las escalas más frecuentes se encuentran entre 1/10.000 y 1/500. Los mapas geológicos regionales permiten identificar factores que, no estando dentro del área específica del proyecto, podrían ser importantes para apreciar aspectos geológicos regionales, o la presencia de riesgos cuyo alcance podría afectar a la zona de estudio. Los mapas geológicos a escalas de detalle constituyen la práctica habitual en las cartografías geotécnicas, litológicas o temáticas, donde se representan discontinuidades, datos hidrogeológicos, materiales, etc., a escalas iguales a las del proyecto.

Otro de los problemas que se presenta con frecuencia al integrar datos geológicos en proyectos de ingeniería es la falta de comunicación entre ambos campos. Con independencia de la propia terminología geológica o ingenieril, suelen existir diferencias en los enfoques y en la valoración de resultados, según se trate un mismo problema desde una u otra óptica. En ingeniería se trabaja con materiales cuyas propiedades varían dentro de estrechos márgenes y pueden ser ensayados en el laboratorio, como los hormigones, aceros, etc., no cambiando sus propiedades sustancialmente con el tiempo. Sin embargo en geología la mayoría de los materiales son anisótropos y heterogé-



Recuadro 1.2

La ingeniería geológica: formación y profesión

La formación en ingeniería geológica se basa en un sólido conocimiento de la geología y del comportamiento mecánico de los suelos y las rocas y su respuesta ante los cambios de condiciones impuestos por las obras de ingeniería. La investigación del terreno mediante métodos y técnicas de reconocimiento y ensayos, así como el análisis y la modelización, tanto de los materiales como de los procesos geológicos, forman parte esencial de esta disciplina.

El profesional de la ingeniería geológica tiene formación científica y técnica aplicada a la solución de los problemas geológicos y ambientales que afectan a la ingeniería, dando respuesta a las siguientes cuestiones:

1. Dónde situar una obra pública o instalación industrial para que su emplazamiento sea geológicamente seguro y constructivamente económico.
2. Por dónde trazar una vía de comunicación o una conducción para que las condiciones geológicas sean favorables.
3. En qué condiciones geológico-geotécnicas debe cimentarse un edificio.
4. Cómo excavar un talud para que sea estable y constructivamente económico.
5. Cómo excavar un túnel o instalación subterránea para que sea estable.
6. Con qué tipo de materiales geológicos puede construirse una presa, terraplén, carretera, etc.
7. A qué tratamientos debe someterse el terreno para evitar o corregir filtraciones, hundimientos, asientos, desprendimientos, etc.
8. En qué tipo de materiales geológicos pueden almacenarse residuos tóxicos, urbanos o radiactivos.
9. Cómo evitar, controlar o prevenir los riesgos geológicos (terremotos, deslizamientos, etc.).
10. Qué criterios geológicos-geotécnicos deben tenerse en cuenta en la ordenación territorial y urbana y en la mitigación de los impactos ambientales.

Geología aplicada e ingeniería geológica*

- La geología aplicada, o geología para ingenieros, *geology for engineers*, es la geología utilizada en la práctica por los ingenieros civiles. Es una rama de la geología que trata de su aplicación a las necesidades de la ingeniería civil. No implica necesariamente el uso de los métodos de ingeniería geológica para el estudio y resolución de los problemas geológicos en ingeniería.
- La ingeniería geológica, *engineering geology* y *geological engineering*, se diferencia de la geología aplicada en que además del fundamento geológico, es necesario conocer los problemas del terreno que presentan las obras de ingeniería, los métodos de investigaciones *in situ* y la clasificación y el comportamiento de los suelos y rocas en relación con la ingeniería civil; incluye además el conocimiento práctico de la mecánica del suelo, mecánica de rocas e hidrogeología.

* Fookes, P. G. (1997). The First Glossop Lecture. Geological Society of London. *Geology for Engineers: The Geological Model; Prediction and Performance*. Q1. J1. *Engineering Geology*. Vol. 3, Part 4.

neos, presentan propiedades muy variables y sufren alteraciones y cambios con el tiempo.

En un proyecto de ingeniería se precisan datos cuantificables y susceptibles de ser modelizados. En geología la cuantificación numérica y la simplificación de los amplios rangos de variación de las propiedades a cifras comprendidas dentro de estrechos márgenes es difícil, o a veces imposible al nivel requerido en un proyecto. Por otro lado, es habitual disponer en ingeniería de un grado de conocimiento muy preciso sobre los materiales de construcción, mientras que la información geológico-geotécnica suele basarse en un limitado número de reconocimientos, ocasionando un factor de incertidumbre presente en los estudios geo-

técnicos, circunstancia que afecta a la mayoría de los proyectos. La apreciación de estas diferencias y la utilización de un lenguaje común adecuado a los fines del proyecto es parte de la ingeniería geológica, que dispone de métodos para cuantificar o expresar datos geológicos de forma que se puedan integrar en la modelización numérica, o en la toma de decisiones a nivel de proyecto y construcción.

La estadística es una herramienta importante para analizar datos muy variables, e incluso aleatorios. El estudio de ciertos fenómenos de periodicidad insuficientemente conocida puede ser abordado a partir de análisis probabilísticos con resultados aceptables, como es el caso de determinados riesgos geológicos. La

cuantificación de un conjunto de propiedades geológico-geotécnicas para aplicaciones constructivas es posible mediante los sistemas de clasificaciones geomecánicas de macizos rocosos. La utilización del concepto de **coeficiente de seguridad**, habitualmente empleado en ingeniería para expresar el grado de estabilidad de la obra, es igualmente incorporado a la

práctica de la ingeniería geológica. La incorporación de estos y otros procedimientos, sobre todo mediante el conocimiento del medio geológico y su interacción con las actividades constructivas, hace que se puedan llegar a definir, evaluar e integrar los factores geológicos que inciden y deben ser considerados en la ingeniería.

1.3

Factores geológicos y problemas geotécnicos

La diversidad del medio geológico y la complejidad de sus procesos hacen que en las obras de ingeniería se deban resolver situaciones donde los factores geológicos son condicionantes de un proyecto.

En primer lugar, por su mayor importancia, estarían los riesgos geológicos, cuya incidencia puede afectar a la seguridad o la viabilidad del proyecto. En segundo lugar están todos aquellos factores geológicos cuya presencia condicione técnica o económicamente la obra. Estos factores y su influencia en los problemas geotécnicos se muestran en los Cuadros 1.1 a 1.4.

En los Cuadros 1.1 y 1.2 se presentan las posibles influencias de la litología y la estructura geológica sobre el comportamiento geotécnico de los materiales rocosos y suelos, mientras que en los Cuadros 1.3 y 1.4 se indica cómo el agua y los materiales son afectados por los diferentes procesos geológicos, dando lugar a problemas geotécnicos. En resumen, se deducen las siguientes conclusiones:

- Los factores geológicos son la causa de la mayoría de los problemas geotécnicos.
- El agua es uno de los factores de mayor incidencia en el comportamiento geotécnico de los materiales.
- Los procesos geológicos pueden modificar el comportamiento de los materiales, incidiendo sobre el medio físico, y ocasionar problemas geotécnicos.

Por otro lado, la presencia de problemas geotécnicos implica la adopción de soluciones en general más costosas, como por ejemplo cimentar a mayor profundidad por insuficiencia de capacidad portante del

terreno en cotas superficiales, e incluso la modificación del proyecto o el cambio de emplazamiento, según el alcance de los citados problemas. Por el contrario, unas condiciones geotécnicas favorables proporcionan no sólo una mayor seguridad a las obras, sino un desarrollo de las mismas sin imprevistos, lo que influye significativamente en los costes y plazos de la obra.

En términos generales las condiciones que debe reunir un emplazamiento para que sea geológica y geotécnicamente favorable son las siguientes.

- Ausencia de procesos geológicos activos que representen riesgos inaceptables al proyecto.
- Adecuada capacidad portante del terreno para la cimentación de estructuras.
- Suficiente resistencia de los materiales para mantener su estabilidad en excavaciones superficiales o subterráneas.
- Disponibilidad de materiales para la construcción de obras de tierra.
- Estanqueidad de las formaciones geológicas para almacenar agua o residuos sólidos o líquidos.
- Facilidad de extracción de materiales para su excavación.

Establecida la relación entre los factores geológicos y los problemas geotécnicos, y las diferencias entre condiciones geotécnicas favorables y desfavorables, resulta evidente que en todo estudio geotécnico es necesario partir del conocimiento geológico, interpretando la geología desde la ingeniería geológica, para determinar y predecir el comportamiento del terreno.

Influencia de la litología en el comportamiento geotécnico del terreno

Litología	Factores característicos	Problemas geotécnicos
Rocas duras	— Minerales duros y abrasivos.	— Abrasividad (Fotografía A). — Dificultad de arranque.
Rocas blandas	— Resistencia media a baja. — Minerales alterables.	— Roturas en taludes (Fotografía B). — Deformabilidad en túneles. — Cambio de propiedades con el tiempo.
Suelos duros	— Resistencia media a alta.	— Problemas en cimentaciones con arcillas expansivas y estructuras colapsables.
Suelos blandos	— Resistencia baja a muy baja.	— Asientos en cimentaciones (Fotografía C). — Roturas en taludes.
Suelos orgánicos y biogénicos	— Alta compresibilidad. — Estructuras metaestables.	— Subsistencia (Fotografía D) y colapsos.

(Fotos L. G. de Vallejo)



Fotografía A. Granitos con cuarzo, plagioclasa y micas



Fotografía B. Roturas en taludes mineros (Peñarroya, Córdoba)



Fotografía C. La Torre Inclinada de Pisa



Fotografía D. Subsistencia en suelos lacustres afectando a la Basílica de N.ª S.ª de Guadalupe (México D.F.)

Estructuras geológicas y problemas geotécnicos

Estructuras geológicas	Factores característicos	Problemas geotécnicos
Fallas y fracturas (Fotografía A)	— Superficies muy continuas; espesor variable.	Roturas, inestabilidades, acumulación de tensiones, filtraciones y alteraciones.
Planos de estratificación (Fotografía B)	— Superficies continuas; poca separación.	Roturas, inestabilidades y filtraciones.
Discontinuidades (Fotografía B)	— Superficies poco continuas, cerradas o poco separadas.	Roturas, inestabilidades, filtraciones y alteraciones.
Pliegues (Fotografía C)	— Superficies de gran continuidad.	Inestabilidad, filtraciones y tensiones condicionadas a la orientación.
Foliación, esquistosidad (Fotografía D)	— Superficies poco continuas y cerradas.	Anisotropía en función de la orientación.

(Fotos L. G. de Vallejo)



Fotografía A. Falla normal (Huesca)



Fotografía B. Estratos y diaclasas (norte de Mallorca)



Fotografía C. Pliegues en cuarcitas (sur de Inglaterra)



Fotografía D. Esquistos replegados (sur de Inglaterra)

Efectos de los procesos geológicos relacionados con el agua y su incidencia geotécnica

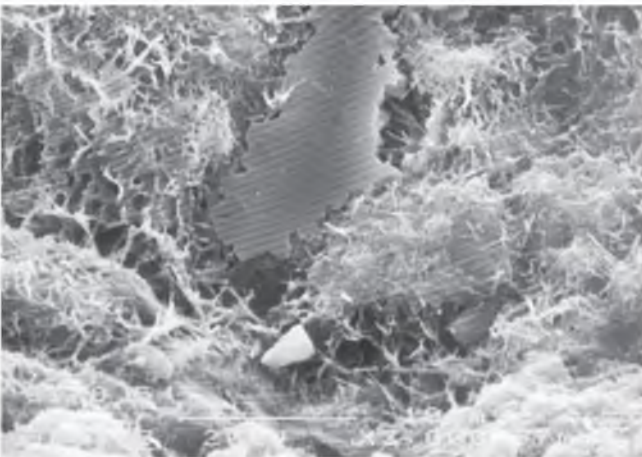
Procesos geológicos en relación al agua	Efectos sobre materiales	Problemas geotécnicos
Disolución (Fotografía A)	<ul style="list-style-type: none"> — Pérdida de material en rocas y suelos solubles. — Karstificación. 	<ul style="list-style-type: none"> — Cavidades. — Hundimientos. — Colapsos.
Erosión-arrastre (Fotografía B)	<ul style="list-style-type: none"> — Pérdida de material y lavado. — Erosión interna. — Acarcavamientos. 	<ul style="list-style-type: none"> — Hundimientos y colapsos. — Asientos. — Sifonamientos y socavaciones. — Aterramientos.
Reacciones químicas (Fotografía C)	<ul style="list-style-type: none"> — Cambios en la composición química. 	<ul style="list-style-type: none"> — Ataque a cementos, áridos, metales y rocas.
Alteraciones (Fotografía D)	<ul style="list-style-type: none"> — Cambio de propiedades físicas y químicas. 	<ul style="list-style-type: none"> — Pérdida de resistencia. — Aumento de la deformabilidad y permeabilidad.



Fotografía A. Karst yesífero (Sorbas, Almería) (foto M. Ferrer)



Fotografía B. Erosión y acaravamiento en piroclastos (Guatemala) (foto M. Ferrer)



Fotografía C. Ataque al hormigón por sulfatos: formación de ettringita en forma de fibras muy finas y cristales de carbonato (cortesía de Prospección y Geotecnia)



Fotografía D. Alteraciones en materiales terciarios (Ateca, Zaragoza) (foto R. Capote)

Influencia de los procesos geológicos en la ingeniería y en el medio ambiente

Procesos geológicos	Efectos sobre el medio físico	Problemas geoambientales y actuaciones
Sismicidad (Fotografía A)	<ul style="list-style-type: none"> — Terremotos, tsunamis. — Movimientos del suelo, roturas, deslizamientos, licuefacción. 	<ul style="list-style-type: none"> — Daños a poblaciones e infraestructuras. — Diseño antisísmico. — Medidas de prevención. — Planes de emergencia.
Vulcanismo (Fotografía B)	<ul style="list-style-type: none"> — Erupciones volcánicas. — Cambios en el relieve. — Tsunamis y terremotos. — Colapsos y grandes movimientos en laderas. 	<ul style="list-style-type: none"> — Daños a poblaciones e infraestructuras. — Sistemas de vigilancia. — Medidas de prevención. — Planes de evacuación.
Levantamientos, subsidencias (Fotografía C)	<ul style="list-style-type: none"> — Cambios morfológicos a largo plazo. — Alteraciones en dinámica litoral y en el nivel del mar a largo plazo. 	<ul style="list-style-type: none"> — Medidas de control y vigilancia.
Erosión-sedimentación (Fotografía D)	<ul style="list-style-type: none"> — Cambios geomorfológicos a medio plazo. — Arrastres y aumento de la escorrentía. — Colmatación. 	<ul style="list-style-type: none"> — Aumento del riesgo de inundaciones y deslizamientos. — Medidas de protección en cauces y costas.

(continúa)



Fotografía A. Edificio destruido en el terremoto de México de 1985 (cortesía del IGME)



Fotografía B. Coladas de lava en la erupción del Teneguía en 1971, La Palma (cortesía del IGME)



Fotografía C. Subsidencia del Palacio de Bellas Artes, México D.F. (foto L. G. de Vallejo)



Fotografía D. Colmatación de cauce que rebasa la carretera y obliga a abrir un cauce artificial, Quebrada de Purmamarca, Argentina (foto M. Ferrer)

Influencia de los procesos geológicos en la ingeniería y en el medio ambiente (continuación)

Procesos geológicos	Efectos sobre el medio físico	Problemas geoambientales y actuaciones
Movimientos de ladera (Fotografía E)	<ul style="list-style-type: none"> — Deslizamientos, desprendimientos, hundimientos. — Cambios morfológicos a corto y medio plazo, desvío de cauces. 	<ul style="list-style-type: none"> — Daños en poblaciones e infraestructuras. — Obstrucción de cauces. — Medidas de estabilización, control y prevención.
Cambios del nivel freático (Fotografía F)	<ul style="list-style-type: none"> — Cambios en los acuíferos. — Cambios de propiedades del suelo. — Deseccación y encharcamientos. — Subsidiencias e inestabilidad de laderas. 	<ul style="list-style-type: none"> — Problemas en cimentaciones. — Afección a cultivos y regadíos. — Medidas de drenaje.
Procesos tectónicos	<ul style="list-style-type: none"> — Tensiones naturales. — Sismicidad. — Inestabilidades. 	<ul style="list-style-type: none"> — Explosiones de roca en minas y túneles profundos. — Deformaciones a largo plazo en obras subterráneas. — Medidas de diseño en túneles y minas.
Procesos geoquímicos	<ul style="list-style-type: none"> — Altas temperaturas. — Anomalías térmicas. — Presencia de gases. 	<ul style="list-style-type: none"> — Riesgo de explosión. — Dificultad de ejecución en obras subterráneas.

(fotos L. G. de Vallejo)



Fotografía E. Daños en autovías por deslizamientos (Granada)



Fotografía F. Subsidencia por extracción de agua de pozos y a favor de fallas activas (Celaya, México)



Recuadro 1.3

La rotura de la presa de Aznalcóllar: un ejemplo de fallo geológico-geotécnico de graves consecuencias ecológicas

La presa de residuos mineros de Aznalcóllar (Sevilla), propiedad de la empresa Boliden-Apirsa, tenía 28 metros de altura cuando se produjo su rotura el 25 de abril de 1998. Tres años antes se comprobó su estado de seguridad, y tanto la propiedad como los responsables del proyecto confirmaron que cumplía todos los requisitos, conclusión que fue reafirmada 5 días antes del desastre.

La rotura del dique de contención produjo un vertido de 4,5 Hm³ de líquidos y lodos hacia el río Agrio, y de ahí al Guadiamar, afluente del Guadalquivir, que anegó las tierras circundantes, ocasionando una contaminación por aguas ácidas con diversos contenidos en metales pesados, afectando a todo el ecosistema circundante, incluso el Parque Nacional de Doñana.

La presa estaba apoyada sobre la formación miocena conocida como margas azules, constituidas por arcillas

de plasticidad alta, muy sobreconsolidadas, y con abundantes superficies de corte o *slickensides* en su interior.

Las margas azules han sido muy bien estudiadas y se conocen los problemas de inestabilidad que ocasionan, sobre todo en taludes de carreteras y ferrocarriles. Cuando entran en contacto con el agua y se generan altas presiones intersticiales a lo largo de las citadas superficies, su resistencia puede ser muy baja. Según los informes periciales la rotura del dique se debió a un fallo del sustrato de margas, deslizando la cimentación de la presa (ver Recuadro 11.3, Capítulo 11).

Es evidente que los factores geológico-geotécnicos que ocasionaron la rotura no se tuvieron en cuenta adecuadamente y que tampoco los sistemas de control del sistema presa-terreno fueron operativos, cuestiones fundamentales en ingeniería geológica.



La presa de Aznalcóllar tras la rotura (cortesía de C. Olalla)

La ingeniería geológica tiene sus fundamentos en la geología y en el comportamiento mecánico de los suelos y las rocas. Incluye el conocimiento de las técnicas de investigación del subsuelo, tanto mecánicas como instrumentales y geofísicas, así como los métodos de análisis y modelización del terreno. La metodología de estudio responde en términos generales a la secuencia descrita en el Cuadro 1.5.

Para el desarrollo completo de dicha secuencia metodológica deben definirse tres tipos de modelos (Figura 1.3):

- Modelo geológico.
- Modelo geomecánico.
- Modelo geotécnico de comportamiento.

El **modelo geológico** representa la distribución espacial de los materiales, estructuras tectónicas, datos geomorfológicos e hidrogeológicos, entre otros, presentes en el área de estudio y su entorno de influencia. El **modelo geomecánico** representa la caracterización geotécnica e hidrogeológica de los materiales y su clasificación geomecánica. El **modelo geotécnico de comportamiento** representa la respuesta del terreno durante la construcción y después de la misma.

Esta metodología constituye la base de las siguientes aplicaciones de la ingeniería geológica a la ingeniería civil y al medio ambiente:

- Infraestructuras para el transporte.
- Obras hidráulicas, marítimas y portuarias.
- Edificación urbana, industrial y de servicios.
- Centrales de energía.
- Minería y canteras.
- Almacenamientos para residuos urbanos, industriales y radiactivos.
- Ordenación del territorio y planificación urbana.
- Protección civil y planes de emergencia.

Proceso metodológico en ingeniería geológica

CUADRO 1.5

1. Identificación de materiales y procesos. Definición de la geomorfología, estructura, litología y condiciones del agua subterránea.
2. Investigación geológica-geotécnica del subsuelo.
3. Distribución espacial de materiales, estructuras y discontinuidades.
4. Condiciones hidrogeológicas, tensionales y ambientales.
5. Caracterización de propiedades geomecánicas, hidrogeológicas y químicas.
6. Caracterización de los materiales geológicos utilizados en la construcción, extracción de recursos naturales y trabajos de protección medioambiental.
7. Comportamiento geológico-geotécnico bajo las condiciones del proyecto.
8. Evaluación del comportamiento mecánico e hidráulico de suelos y macizos rocosos. Predicción de los cambios de las anteriores propiedades con el tiempo.
9. Determinación de los parámetros que deben ser utilizados en los análisis de estabilidad para excavaciones, estructuras de tierras y cimentaciones.
10. Evaluación de los tratamientos del terreno para su mejora frente a filtraciones, asentamientos, inestabilidad de taludes, desprendimientos, hundimientos, etc.
11. Consideraciones frente a riesgos geológicos e impactos ambientales.
12. Verificación y adaptación de los resultados del proyecto a las condiciones geológico-geotécnicas encontradas en obra. Instrumentación y auscultación.

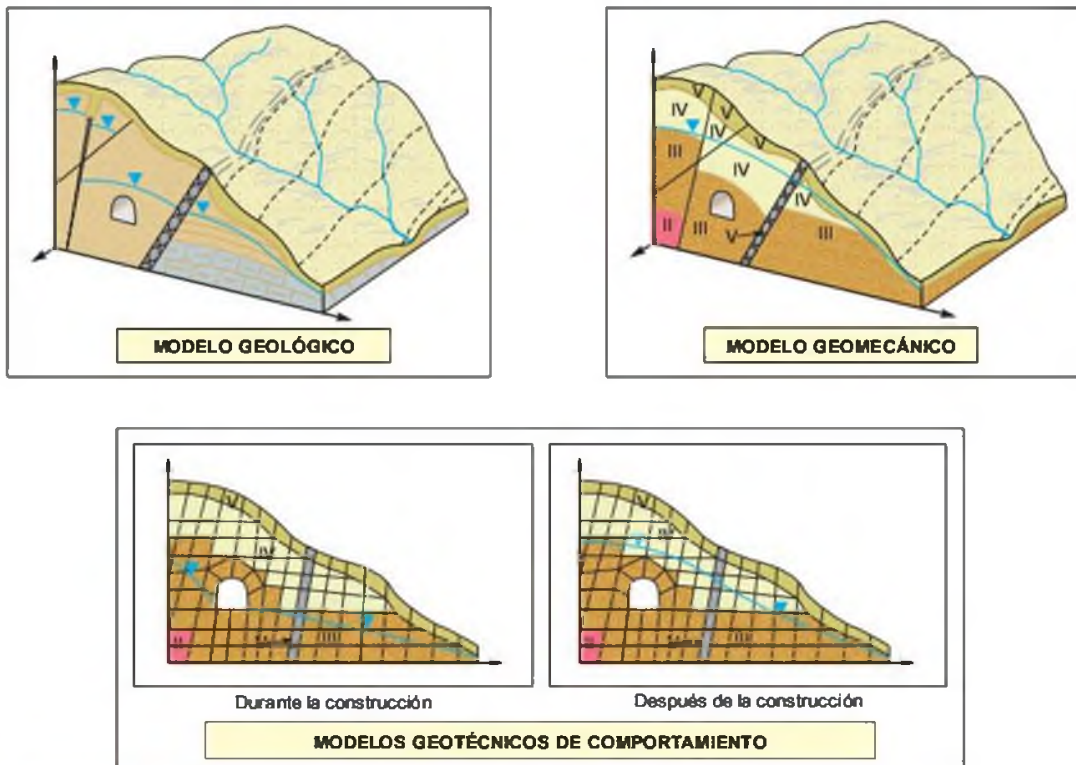


Figura 1.3 Ejemplos de modelización en ingeniería geológica.

1.5

Fuentes de información en ingeniería geológica

Las principales publicaciones de carácter periódico en ingeniería geológica se deben a las asociaciones internacionales y nacionales, que de forma regular celebran congresos y simposios, además de publicar revistas o boletines. Las más importantes son:

- *International Association of Engineering Geology and Environment* (IAEG).
- *Association of Engineering Geologists* (AEG).
- *International Society of Rock Mechanics* (ISRM).
- *International Society of Soil Mechanics and Foundation Engineering* (ISMFE).

Entre las publicaciones periódicas destacan:

- *Boletín de la IAEG*.
- *Boletín de la AEG*.

- *Quarterly Journal of Engineering Geology* (*Geological Society of London*).
- *Engineering Geology* (*Elsevier*).
- *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences* (*Elsevier*).
- *Géotechnique*.

En España se publican artículos y trabajos de interés geológico-geotécnico en boletines, congresos y simposios de las sociedades nacionales correspondientes a las citadas internacionales, así como en centros de investigación, como el Centro de Estudios y Experimentación de Obras Públicas (CEDEX), el Instituto Geológico y Minero de España (IGME) y las universidades, principalmente.

1.6

Estructura del libro

Este libro es una introducción a la ingeniería geológica a través de sus fundamentos y conceptos básicos, así como a las metodologías y principales aplicaciones. Para el estudio de la ingeniería geológica es necesario partir del conocimiento de la geología. Se ha tratado de destacar a lo largo del texto la estrecha relación entre la geología y los problemas derivados del terreno en ingeniería, al ser este aspecto uno de los principales objetivos de la ingeniería geológica, ilustrando con ejemplos la abundante casuística al respecto. Sin embargo, en este libro **no se incluyen descripciones básicas sobre materias geológicas.**

El texto consta de 15 capítulos divididos en tres partes. La **Parte I** se dedica a los fundamentos de la ingeniería geológica y a los métodos de investigación del terreno. Se presta especial atención a los conceptos básicos de la mecánica del suelo y de las rocas,

junto a la hidrogeología, materia en la que se supone al lector un mayor conocimiento (Capítulos 2 al 5). El Capítulo 6 se dedica a las investigaciones *in situ* y reconocimientos geotécnicos, describiéndose los distintos métodos y procedimientos para identificar propiedades y características geomecánicas de los materiales. La cartografía geotécnica se incluye en el Capítulo 7.

En la **Parte II** se describen las distintas aplicaciones de la ingeniería geológica, centrándose en las más habituales: cimentaciones, taludes, túneles, presas y estructuras de tierras, incluidas en los Capítulos 8 al 12.

La **Parte III** trata de los riesgos geológicos en ingeniería geológica. La prevención, mitigación y control son los aspectos más destacados. A los deslizamientos se dedica el Capítulo 14 y al riesgo sísmico el Capítulo 15.

Bibliografía recomendada

Fookes, P. G. (1997). Geology for engineers. Q1. JI. Engineering Geology. Vol 3, Part 4.
Johnson, R. B. and DeGraff, J. V. (1988). Principles of engineering geology. Ed. J. Wiley & Sons. N.Y.
López Marinas, J. M. (2000). Geología aplicada a la ingeniería civil. Ed. Ciedossat 2000. Madrid.

Rahn, P. H. (1986). Engineering geology. An environmental approach. Ed. Elsevier.
Waltham, A. C. (1994). Foundations of engineering geology. Ed. E. y F.N. Spon.



CAPÍTULO 2

MECÁNICA DEL SUELO

CONTENIDO

1. Introducción
2. Descripción y clasificación de suelos
3. Permeabilidad. Filtraciones y redes de flujo
4. Tensiones efectivas
5. La consolidación
6. Resistencia al corte
7. Influencia de la mineralogía y la fábrica en las propiedades geotécnicas de los suelos
8. Características geotécnicas de los sedimentos
9. Problemas planteados por los suelos en ingeniería

Origen y formación de los suelos

Los suelos tienen su origen en los macizos rocosos preexistentes que constituyen la roca madre, sometida a la acción ambiental disgregadora de la erosión en sus tres facetas:

- **Física**, debida a cambios térmicos (lo que origina dilataciones diferenciales entre los diferentes minerales y da lugar a acciones y fisuras internas) y a la acción del agua (arrastres de fragmentos ya erosionados; posible acción directa por congelación, que produce tensiones internas por el aumento de volumen del hielo respecto al agua; acción alternante de humedad-sequedad a lo largo del tiempo, etc.). Estas acciones físicas tienden a romper la roca inicial y a dividirla en fragmentos de tamaño cada vez más pequeño, que pueden ser separados de la roca por agentes activos (agua, viento, gravedad) y llevados a otros puntos en los que continúa la acción erosiva. Es decir, tienden a crear las partículas que van a formar el suelo.
- **Química**, originada por fenómenos de hidratación (por ejemplo, paso de anhidrita o sulfato hemihidratado a yeso o sulfato dihidratado), disolución (de sales, como los sulfatos en el agua), oxidación (de minerales de hierro por efecto ambiental), cementación (por agua conteniendo carbonatos previamente disueltos a partir de otra roca), etc. Esta acción, por lo tanto, tiende tanto a disgregar como a cementar, lo que quiere decir que puede ayudar a la acción física y, posteriormente, cementar los productos formados, dando unión química a las partículas pequeñas, tamaño suelo, que se forman, aunque la mayor parte de las veces contribuye más a destruir y transformar que a unir.
- **Biológica**, producida por actividad bacteriana, induciendo putrefacciones de materiales orgánicos y mezclando el producto con otras partículas de origen físico-químico, actuando de elemento catalizador, etc.

Todo ello da lugar a fenómenos de disgregación (alteración o meteorización) y transformación de la roca, creándose el **perfil de meteorización** (Figura 2.1). En este perfil la roca madre ocupa la parte

más baja y alejada de la superficie, y el suelo la más alta. Cuando el suelo permanece *in situ* sin ser transportado, se le conoce como **suelo residual**, y cuando ha sufrido transporte, formando depósitos coluviales, aluviales, etc., se denomina **suelo transportado**.

En la Figura 2.2 se resumen los distintos procesos que intervienen en la formación de los suelos, caracterizados por:

- Ser un sistema particulado de sólidos de diverso origen, que pueden considerarse indeformables.
- Tener una granulometría de gruesos (centímetros) a finos (micras); las partículas más finas (por debajo de las 2 ó 5 micras) necesitan procesos físico-químicos para su constitución; las de mayor tamaño solo necesitan procesos físicos, aunque pueden intervenir los químicos.
- Una estructura y fábrica en función del origen de los minerales, agentes cementantes, transformaciones químicas, medio de deposición, etc.
- Presencia importante de huecos (o poros o intersticios), con agua (suelo saturado), aire y agua (semisaturado) o solo aire (seco), situación prácticamente inexistente en la naturaleza. El fluido intersticial se considera, a las temperaturas normales, incompresible.
- Las deformaciones del conjunto del suelo se producen por giros y deslizamientos relativos de las partículas y por expulsión de agua; solo en raras ocasiones se producen por roturas de granos.

Los suelos en ingeniería geológica

La acción antrópica, en un entorno geográfico concreto, altera las condiciones del medio natural al realizarse excavaciones, explanaciones, aplicación de cargas al terreno, etc. La respuesta del terreno frente a esa alteración depende de su constitución y características, de los condicionantes geológicos del entorno, de las propiedades que están relacionadas con las actuaciones humanas y de la acomodación de la obra realizada al entorno natural.

La respuesta del terreno, por lo tanto, es compleja, dependiendo en primer lugar del material o materiales preexistentes en la zona y del tipo de acciones a que

PERFIL ESQUEMÁTICO	LOVE (1951) LITTLE (1961)	VARGAS (1951)	SOWERS (1954, 1963)	CHANDLER (1969)	GEOLOGICAL SOC. ENG. GROUP (1970)	DEERE Y PATTON (1971)
	ROCAS ÍGNEAS	ÍGNEAS, BASÁLTICAS Y ARENISCAS	ÍGNEAS Y METAMÓRFICAS	MARGAS Y LIMOLITAS	ROCAS ÍGNEAS	ÍGNEAS Y METAMÓRFICAS
	VI SUELO	SUELO RESIDUAL	ZONA SUPERIOR	V COMPLETAMENTE ALTERADA	VI SUELO RESIDUAL	HORIZONTE IA
	V COMPLETAMENTE ALTERADA	SUELO RESIDUAL JOVEN	ZONA INTERMEDIA	IV	V COMPLETAMENTE ALTERADA	HORIZONTE IB
	IV ALTAMENTE ALTERADA	CAPAS DE ROCA DESINTEGRADA	ZONA PARCIALMENTE ALTERADA	PARCIALMENTE ALTERADA	III	HORIZONTE IC (SAPROLITO)
	III MODERADAMENTE ALTERADA				IV ALTAMENTE ALTERADA	IA TRANSICIÓN CON ROCA METEORIZADA SAPROLITO
	II ALGO ALTERADA	ROCA SANA	ROCA INALTERADA	ROCA INALTERADA	II DEBILMENTE ALTERADA	IB PARCIALMENTE METEORIZADA
	I ROCA SANA	ROCA SANA	ROCA INALTERADA	ROCA INALTERADA	IB MUY POCO ALTERADA	ROCA SANA
				IA ROCA SANA		

Figura 2.1 El perfil de meteorización, según diferentes autores.

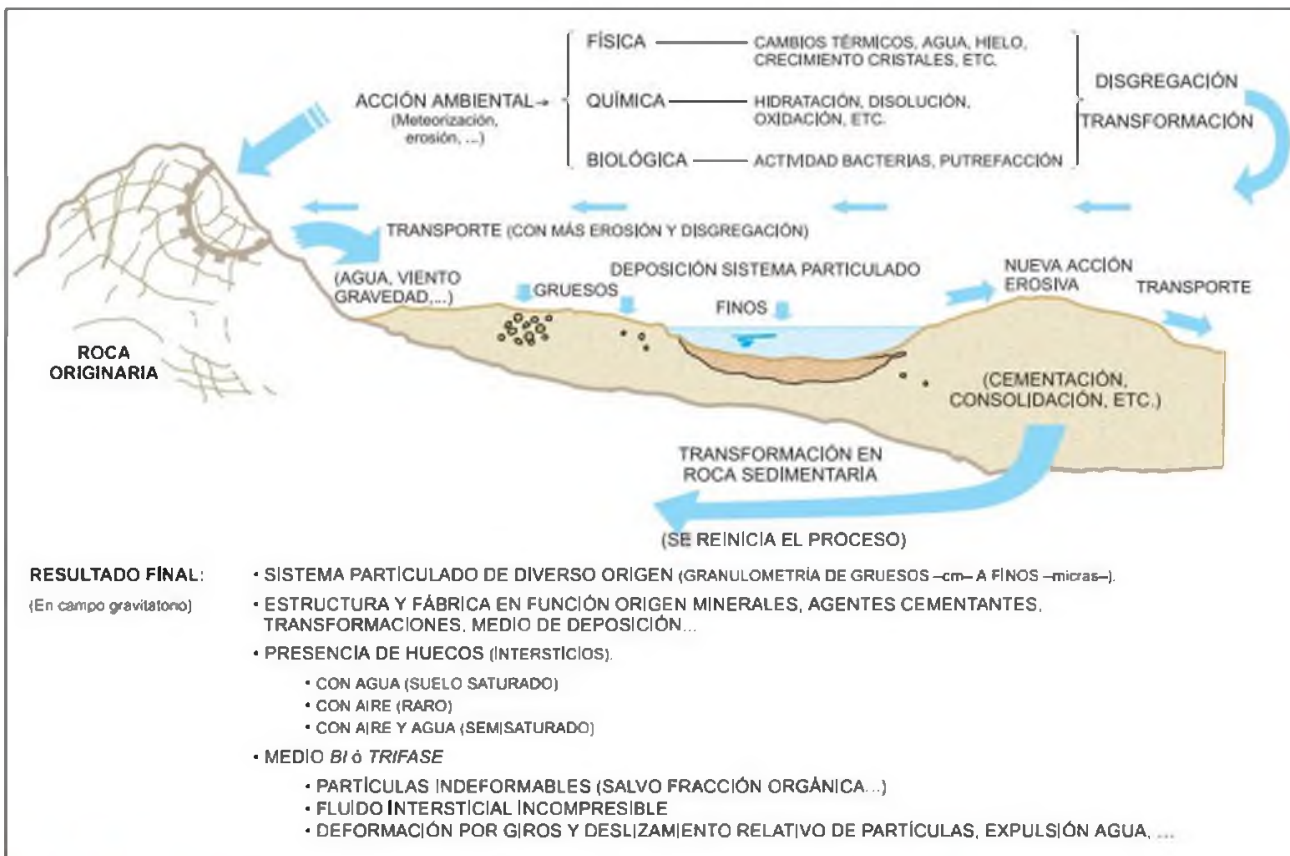


Figura 2.2 Formación de suelos.

se le someta. Si el terreno es un macizo rocoso esa respuesta vendrá condicionada por la resistencia de la roca, la presencia de zonas alteradas, discontinuidades, etc. Pero si se trata de suelos, es decir, materiales sueltos fruto de la erosión ejercida sobre rocas preexistentes y depositados por acción del agua o del aire, la respuesta cambia sustancialmente (Figura 2.3):

- Los suelos están formados por partículas pequeñas (desde micras a algunos centímetros) e individualizadas que, a efectos prácticos, pueden considerarse indeformables.
- Entre esas partículas no cementadas (o ligeramente cementadas) quedan huecos con un volumen total del orden de magnitud del volumen ocupado por ellas (desde la mitad a varias veces superior).
- Un suelo es un sistema multifase (bifase o trifase).
- Los huecos, poros o intersticios pueden estar llenos de agua, **suelos saturados**, o con aire y agua, **suelos semisaturados**, lo que condiciona la respuesta de conjunto del material. En condiciones normales de presión y temperatura, el agua se considera incompresible.

La materia sólida que constituye el suelo presenta composición química diferente según la roca o rocas que dieron origen al suelo y las transformaciones ocasionadas por la erosión en esas partículas, por lo que puede encontrarse materia orgánica (muy deformable), sales diversas, carbonatos (que ayudan a cementar las partículas), etc.

Desde el punto de vista de la ingeniería geológica, el **suelo** se define como un agregado de minerales unidos por fuerzas débiles de contacto, separables por medios mecánicos de poca energía o por agitación en agua.

La respuesta del suelo, a nivel práctico, frente a las acciones que introducen las obras de ingeniería, supone un movimiento de esas partículas a través de deslizamientos y giros entre ellas (Figura 2.3c), y depende de:

- La proporción de materia sólida que exista en un volumen unitario de suelo de referencia.
- El tamaño y distribución de las partículas (que facilita o dificulta el movimiento de los granos entre sí).
- El volumen relativo de huecos (a medida que éste aumenta, el suelo es más deformable).
- El tamaño medio de los huecos.

Todo ello hace que en los suelos haya que analizar:

- Los problemas de **deformabilidad** que introducen las cargas y acciones exteriores (las cuales se traducen en tensiones normales y tangenciales sobre los contactos entre las partículas, lo que las hace tender a moverse y cambiar el volumen aparente que ocupan). Esta deformabilidad puede llegar a una situación extrema, «de rotura», en que el cambio de volumen aparente aumenta de forma extraordinaria al cambiar muy poco las cargas exteriores, quedando la **resistencia** definida por una gran deformabilidad y no por rotura de partículas.
- Los problemas de **flujo** del agua en el interior del suelo, que condicionan su respuesta, ya que las deformaciones inducidas por las cargas necesitan un tiempo para producirse (el de expulsión o absorción de agua). Este proceso, necesario para estabilizar las acciones exteriores, se denomina **consolidación**.

2.2

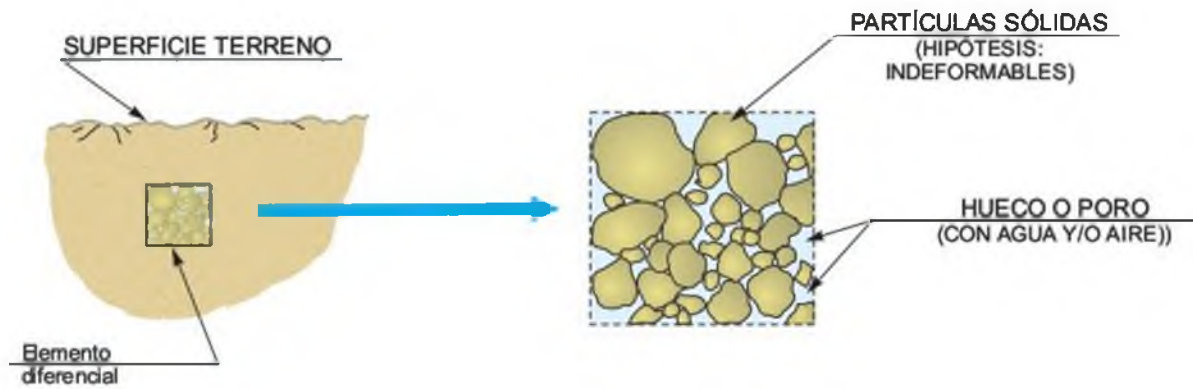
Descripción y clasificación de suelos

Tipos de suelo

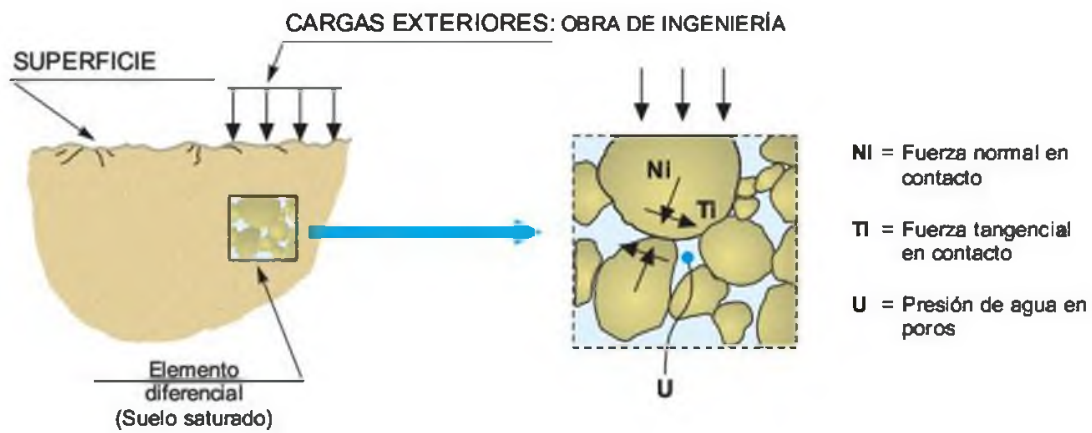
Para estudiar un material complejo como el suelo (con diferente tamaño de partículas y composición química) es necesario seguir una metodología con definiciones y sistemas de evaluación de propiedades, de forma que se constituya un lenguaje fácilmente com-

preensible por los técnicos de diferentes especialidades y países. Así, se han clasificado los suelos en cuatro grandes grupos en función de su granulometría (Normas D.I.N., A.S.T.M, A.E.N.O.R, etc.):

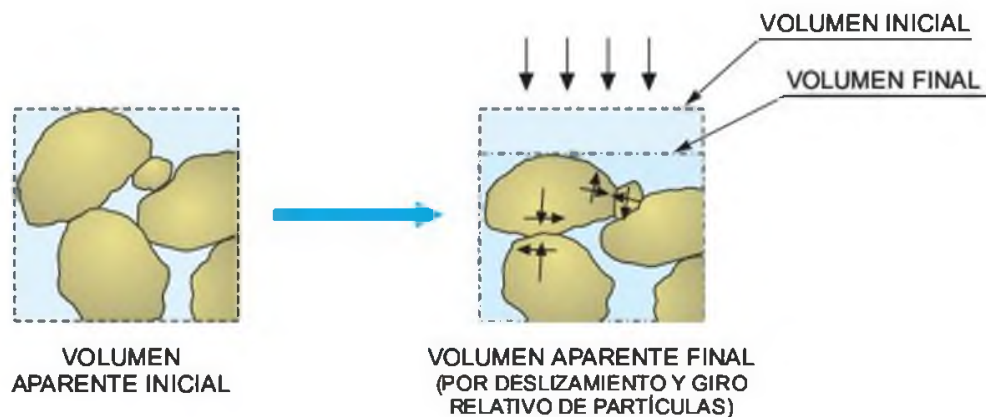
- **Gravas**, con tamaño de grano entre unos 8-10 cm y 2 mm; se caracterizan porque los granos son observables directamente. No retienen el agua,



a) Constitución de un suelo.



b) Acciones sobre un suelo.



c) Movimientos de partículas producidos por acciones exteriores

Figura 2.3 El suelo como sistema particulado.

por la inactividad de su superficie y los grandes huecos existentes entre partículas.

- **Arenas**, con partículas comprendidas entre 2 y 0,060 mm, todavía son observables a simple vista. Cuando se mezclan con el agua no se forman agregados continuos, sino que se separan de ella con facilidad.
- **Limos**, con partículas comprendidas entre 0,060 y 0,002 mm (algunas normativas indican que este último valor debe de ser 0,005 mm, pero no hay apenas consecuencias prácticas entre ambas distinciones). Retienen el agua mejor que los tamaños superiores. Si se forma una pasta agua-limo y se coloca sobre la mano, al golpear con la mano se ve cómo el agua se exhuda con facilidad.
- **Arcillas**, formadas por partículas con tamaños inferiores a los limos (0,002 mm). Se trata ya de partículas tamaño gel y se necesita que haya habido transformaciones químicas para llegar a estos tamaños. Están formadas, principalmente, por minerales silicatados, constituidos por cadenas de elementos tetraédricos y octaédricos (el ión silicio se encuentra en el centro de cada una de estas estructuras regulares), unidas por enlaces covalentes débiles, pudiendo entrar las moléculas de agua entre las cadenas produciendo, a veces, aumentos de volumen (recuperables cuando el agua se evapora). Todo ello hace que la capacidad de retención del agua sea muy grande (pequeños huecos con una gran superficie de absorción en las partículas y una estructura que permite retener el agua), por lo que son generalmente los materiales más problemáticos (tiempos muy elevados de consolidación o de expulsión de agua bajo esfuerzos).

mina el porcentaje de material, C_j , que pasa por un tamiz de diámetro D_j :

$$C_j = \frac{\sum_{i=j+1}^{n+1} P_i}{P} \times 100 \quad P = \sum_{i=1}^{n+1} P_i$$

siendo P el peso seco total de la muestra y P_i el peso retenido por el tamiz de diámetro D . El peso P_{n+1} es el retenido por la base ciega que se pone debajo de la columna de tamices.

Con estos datos se puede elaborar la **curva granulométrica** de un suelo, que relaciona C_j con $\lg D_j$ (Figura 2.4). En el gráfico de la Figura 2.4 se han representado diversas curvas que corresponden a: a) la 1 es una arena con gravas; b) la 2 una arena fina (tipo arena de duna); c) la 3 una arena limosa; d) la 4 un limo; e) la 5 una arcilla limosa.

Para una mejor definición de la granulometría de un suelo se utilizan dos coeficientes:

- El de **uniformidad**, C_u , que es la relación entre el diámetro correspondiente al tamiz por el que pasa un 60 % del material y el diámetro correspondiente al tamiz por el que pasa el 10 % (Figura 2.4). Si C_u es menor de 5 el suelo tiene una granulometría uniforme; si C_u varía entre 5 y 20 es poco uniforme, y si $C_u > 20$ es un suelo bien graduado. Cuanto más uniforme es la granulometría de un suelo, más uniforme es el tamaño de sus huecos, menores densidades alcanzará, más fácilmente será erosionado, etc.
- El **contenido de finos**, llamando así al porcentaje de suelo que pasa por el tamiz n.º 200 de la serie A.S.T.M (0,075 mm). Este porcentaje indica la proporción de arcilla y limo que contiene.

Distribución granulométrica

Para conocer la proporción de cada material que tiene un suelo se realizan análisis granulométricos, utilizando la vía seca para partículas de tamaños superiores a 0,075 mm, y la granulometría por sedimentación mediante el hidrómetro (vía húmeda) para tamaños iguales o inferiores a 0,075 mm. Los primeros se llevan a cabo tomando una muestra representativa del suelo, secándola y disgregando en seco el conjunto de partículas. A esta muestra se la hace pasar por un conjunto de tamices (cuyos tamaños suelen ir disminuyendo en progresión geométrica de razón 2) agitando el conjunto. Después se pesa lo retenido en cada tamiz, con lo que, conocido el peso inicial de la muestra, se deter-

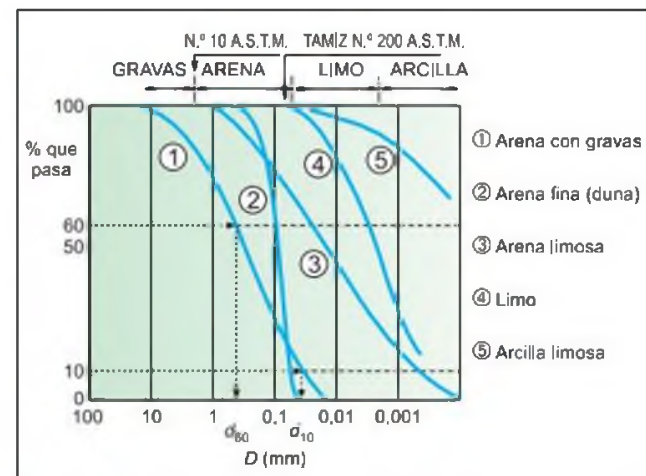


Figura 2.4 Granulometría de partículas.

ne el suelo, y está relacionado con la posibilidad de retención de agua. Cuanto mayor sea el contenido de finos, mayor será la dificultad de expulsión de agua bajo esfuerzos.

Plasticidad

La granulometría proporciona una primera aproximación a la identificación del suelo, pero a veces queda poco claro (arena limo-arcillosa, por ejemplo), por lo que se utilizan unos índices, derivados de la agronomía, que definen la consistencia del suelo en función del **contenido en agua**, a través de la determinación de la humedad: peso del agua del suelo dividido por el peso del suelo seco (el peso de agua se determina por diferencia entre el peso de la muestra de suelo antes y después de secarlo en estufa el tiempo necesario para que se evapore esa agua).

A este respecto, **Atterberg** definió tres límites: el de **retracción** o **consistencia** que separa el estado de sólido seco y el semisólido, el **límite plástico**, W_p , que separa el estado semisólido del plástico y el **límite líquido**, W_L , que separa el estado plástico del semilíquido; estos dos últimos límites (los más usados en la práctica) se determinan con la fracción de suelo que pasa por el tamiz n.º 40 A.S.T.M (0,1 mm).

El **límite plástico** se determina amasando suelo seco con poca agua y formando elipsoides, arrollándolos con la palma de la mano sobre una superficie lisa, hasta llegar a un diámetro de unos 3 mm y una longitud de 25-30 mm. Si, en ese momento, los elipsoides se cuarteán en fracciones de unos 6 mm, su humedad es la del límite plástico (que se determina secando en estufa varios elipsoides en análogas condiciones). Si no se cuarteán se vuelven a formar elipsoides para que pierdan humedad y lleguen a cuartearse.

El **límite líquido** se determina amasando bien el suelo seco (previamente disgregado con maza) con bastante agua y extendiendo la masa sobre un molde denominado **Cuchara de Casagrande** (Figura 2.5). Se abre, en el centro de la masa extendida, un surco con un acanalador, formando un canal de unos 2 mm de ancho en su parte baja. El molde se coloca sobre una base y se somete a golpes controlados. El límite líquido es la humedad de la muestra cuando al dar 25 golpes se cierra el canal unos 12 mm. Como es difícil conseguir esta condición, se determina la humedad por interpolación, a partir de dos muestras, en las que debe conseguirse el cierre de 12 mm con más y menos golpes que 25.

Determinados W_L y W_p se puede obtener un punto representativo de cada muestra de suelo en la **carta de plasticidad de Casagrande** (Figura 2.6), represen-



Figura 2.5 Cuchara de Casagrande para determinación del límite líquido. Se observa la arcilla amasada y colocada sobre la cuchara con el canal ya abierto. También pueden verse tres tipos de acanaladores usados en la práctica.

tando la relación del límite líquido, W_L , con el **índice de plasticidad**, I_p ($I_p = W_L - W_p$ representa el intervalo de humedades para pasar del estado semisólido al semilíquido). A partir de diversos estudios prácticos, Casagrande definió que los suelos con $W_L > 50$ son de «alta plasticidad» (admiten mucha agua, pueden experimentar deformaciones plásticas grandes, etc.); por debajo de este valor los suelos se consideran de «baja plasticidad». También definió una **línea «A»** (Figura 2.6) que resulta paralela a la dirección con que, en esa carta, se ordenan las muestras de un mismo terreno.

Utilizando la línea A y el criterio de baja y alta plasticidad, en la carta de Casagrande se definen varias zonas, representadas en la Figura 2.6; según los estudios del citado autor los suelos limosos y con apreciable contenido orgánico tienen un intervalo de humedad menor para pasar del estado semisólido a semilíquido, situándose por debajo de la línea A, mientras que las arcillas están por encima de dicha línea. Se definen, así, varios tipos de suelos: arcillas de baja plasticidad (CL), arcillas de alta plasticidad (CH), limos y suelos orgánicos de baja plasticidad (ML-OL) y limos y suelos orgánicos de alta plasticidad (MH-OH). En la práctica se representa el punto correspondiente a los valores determinados de W_L e I_p y se obtiene una clasificación que sirve para completar la identificación de un suelo, con lo que se puede conocer el predominio de la fracción arcillosa o limosa.

Casagrande completó este sistema de identificación con datos de granulometría y definió el **sistema unificado de clasificación de suelos**, muy usado en la práctica, representado en la Figura 2.7.

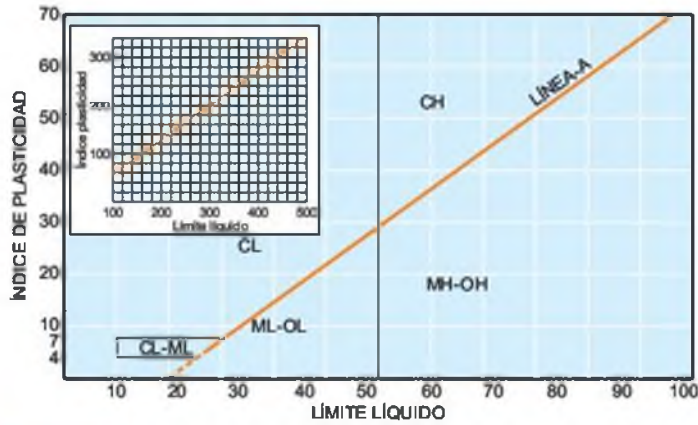


Figura 2.6 Carta de plasticidad de Casagrande.

Identificación en el campo (excluyendo las partículas mayores de 7,6 cm y basando las fracciones en pesos estimados)		Símbolo del grupo			Nombres típicos		
Suelos de grano grueso-Más de la mitad del material es retenido por el tamiz N.º 200	Gravas más de la mitad de la fracción gruesa es retenida por el tamiz N.º 4	Para la clasificación visual puede suponerse que la abertura del tamiz N.º 4 es equivalente a medio centímetro	Gravas limpias (con pocos finos o sin ellos)		Amplia gama de tamaños y cantidades apreciables de todos los tamaños intermedios	GW	Gravas bien graduadas, mezclas de grava y arena con pocos finos o sin ellos
			Gravas con finos (cantidad apreciable de finos)		Predominio de un tamaño o un tipo de tamaños, con ausencia de algunos tamaños intermedios	GP	Gravas mal graduadas, mezclas de arena y grava con pocos finos o sin ellos
	Arenas más de la mitad de la fracción gruesa pasa por el tamiz N.º 4	Para la clasificación visual puede suponerse que la abertura del tamiz N.º 4 es equivalente a medio centímetro	Arenas limpias (con pocos finos o sin ellos)		Fracción fina no plástica (para la identificación ver el grupo <i>ML</i> más abajo)	GM	Gravas limosas, mezclas mal graduadas de grava, arena y limo
			Arenas con finos (cantidad apreciable de finos)		Finos plásticos (para identificación ver el grupo <i>CL</i> más abajo)	GC	Gravas arcillosas, mezclas mal graduadas de grava, arena y arcilla
			Arenas limpias (con pocos finos o sin ellos)		Amplia gama de tamaños y cantidades apreciables de todos los tamaños intermedios	SW	Arenas bien graduadas, arenas con grava con pocos finos o sin ellos
			Arenas con finos (cantidad apreciable de finos)		Predominio de un tamaño o un tipo de tamaños, con ausencia de algunos tamaños intermedios	SP	Arenas mal graduadas, arenas con grava con pocos finos o sin ellos
			Arenas limpias (con pocos finos o sin ellos)		Finos no plásticos (para identificación ver el grupo <i>ML</i> más abajo)	SM	Arenas limosas, mezclas de arena y limo mal graduadas
			Arenas con finos (cantidad apreciable de finos)		Finos plásticos (para identificación ver el grupo <i>CL</i> más abajo)	SC	Arenas arcillosas, mezclas mal graduadas y arenas y arcillas
	Métodos de identificación para la fracción que pasa por el tamiz N.º 40						
	Suelos de grano fino-Más de la mitad del material pasa por el tamiz N.º 200 (La abertura del tamiz N.º 200 corresponde aproximadamente al tamaño de la menor partícula apreciable a simple vista)	Limos y arcillas con límite líquido menor de 50	Resistencia en estado seco (a la degregación)	Distancia (reacción a la agitación)	Tendencia (consistencia)	ML	Limos inorgánicos y arenas muy finas, polvo de roca, arenas finas limosas o arcillosas con ligera plasticidad
Nula a ligera			Rápida a lenta	Nula			
Media a alta			Nula a muy lenta	Media			
Limos y arcillas con límite líquido mayor de 50		Ligera a media	Lenta	Ligera	OL	Limos orgánicos y arcillas limosas orgánicas de baja plasticidad	
		Ligera a media	Lenta a nula	Ligera a media	MH	Limos inorgánicos, suelos limosos o arenosos finos micáceos o con diátomeas, suelos limosos	
		Alta a muy alta	Nula	Alta	CH	Arcillas inorgánicas de plasticidad elevada, arcillas grasas	
	Media a alta	Nula a muy lenta	Ligera a media	OH	Arcillas orgánicas de plasticidad media a alta		
Suelos altamente orgánicos		Fácilmente identificables por su color, olor, sensación esponjosa y frecuentemente por su textura fibrosa			Pt	Turba y otros suelos altamente orgánicos	

Figura 2.7 Sistema unificado de clasificación de suelos (USCS). (En Lambe y Whitman, 1981).

Hay suelos con predominio arcilloso, como las «peñuelas de Madrid», que si bien se orientan en una dirección paralela a la línea A no quedan siempre por encima de dicha línea. No son limos, pero su mineralogía, estructura, fábrica y contenido de carbonato hacen que no se cumpla estrictamente lo obtenido por Casagrande en otros suelos más «normales».

Además, en la práctica, se determina el contenido de algunos componentes químicos para completar esta identificación: la materia orgánica (para conocer la parte compresible de las partículas), el contenido de sulfatos (para determinar posibles disoluciones, ataques al hormigón, etc.) y el contenido de carbonatos (como posible agente cementante). Para problemas especiales se determina la composición química restante y, sobre todo, el contenido mineralógico de la fracción arcillosa (para conocer el tipo de minerales existentes entre los silicatos y sus características, posibilidad de expansión, etc).

Estado de los suelos

La metodología para el análisis del comportamiento de un suelo frente a las acciones exteriores (como cimentaciones de edificios, excavaciones, etc.) es la siguiente:

- Identificación del tipo de suelo, determinando su granulometría y plasticidad, a lo que se añade el contenido de SO₃, CO₂ y materia orgánica, todo ello a través de sencillos ensayos de laboratorio.

- Determinación de su estado real (los ensayos anteriores se hacen secando y disgregando la muestra, sin conservar su estructura inicial), esto es, de las proporciones relativas de sólidos, agua, etc.
- A partir del estado real, teniendo en cuenta, además, su estado tensional inicial, ha de estudiarse la respuesta del suelo frente a los cambios que, en este estado, inducen las acciones exteriores.

Para definir el estado inicial de un suelo, se intenta determinar en primer lugar la concentración relativa de sólidos, volumen relativo de huecos y contenido relativo de agua en un volumen elemental representativo de un punto o zona del suelo. Para ello se suele utilizar un pequeño modelo físico equivalente a ese volumen elemental, tal como se define en la Figura 2.8. El modelo se consigue suponiendo que todo el volumen de partículas sueltas se concentra, quedando el resto del volumen ocupado por los huecos.

Unos primeros índices para definir el estado del suelo son la **porosidad**, n (relación entre el volumen de huecos y el volumen total del elemento considerado, o sea su volumen aparente) y el **índice de huecos** o **de poros**, e (relación entre el volumen de huecos y el volumen de sólidos). Utilizando el esquema de la Figura 2.8 resulta:

$$n = \frac{e}{1 + e} \quad e = \frac{n}{1 - n}$$

En rocas suele usarse n y en suelos e . El índice de huecos varía, normalmente, entre 0,30 y 1,30 (aunque en suelos muy flojos y con materia orgánica llega a alcanzar valores de 3 ó más). Cuanto mayor es este

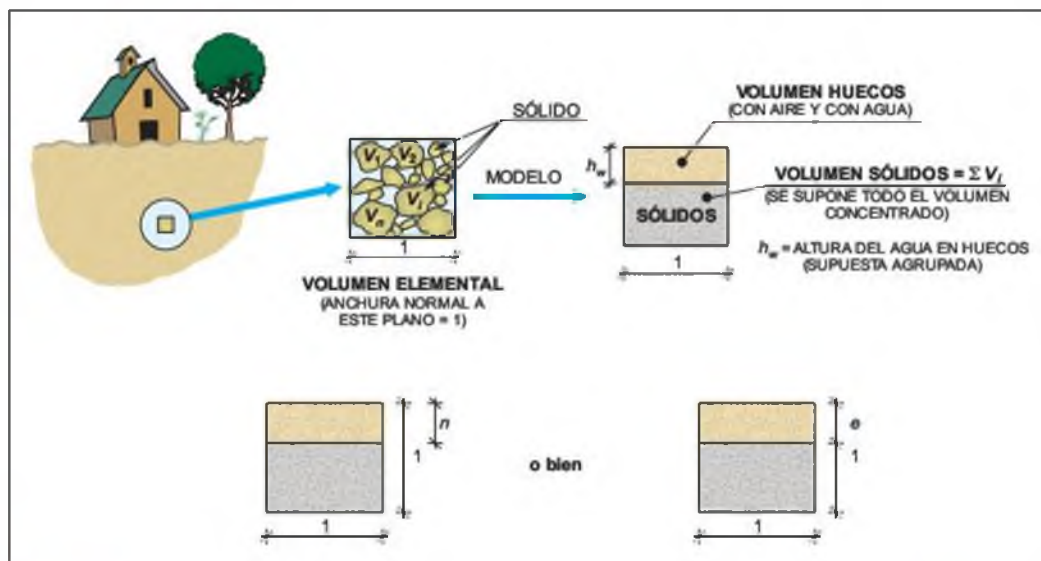


Figura 2.8 Modelo simplificado equivalente a una muestra representativa del suelo.

índice, más huecos hay, más flojo o blando es el terreno, mayor es su deformabilidad, etc.

Para estimar la concentración relativa de sólidos y agua se utilizan varios parámetros:

- **Peso específico de partículas, G** , es el valor medio de los correspondientes a las diversas partículas. Se determina en laboratorio, midiendo el volumen que ocupa una muestra de partículas (seca y disgregada, y de peso conocido) por desplazamiento de un volumen de líquido en un recipiente lleno de agua y previamente tasado (picnómetro). Suele alcanzar valores del orden de 25 a 27 kN/m³, aunque en determinados suelos volcánicos con minerales de hierro alcanza valores de 30-31 kN/m³.
- **Peso específico aparente seco, γ_d** , es la relación entre el peso de sólidos de la muestra (sin considerar el agua que tenga) y el volumen aparente que ocupan (el del elemento de referencia). Puede valer, normalmente, entre 13 y 19 kN/m³, aunque en algunos suelos volcánicos y depósitos eólicos se alcanzan de 6 a 12 kN/m³.
- **Peso específico aparente saturado, γ_{sat}** , es la relación entre el peso de sólidos más el peso de agua de los huecos (suponiendo el suelo saturado, aunque no lo estuviese), y el volumen aparente del elemento de referencia; suele variar entre 16 y 21 kN/m³ (con algunos valores más bajos en casos especiales).
- **Peso específico aparente, γ_{ap}** , es la relación entre el peso de la muestra (sólidos más el agua que contenga) y su volumen aparente; suele variar entre 15 y 21 kN/m³.
- **Peso específico del agua, γ_w** , es el del fluido intersticial.
- **Humedad, W** , es la relación entre el peso del agua que contiene la muestra y el peso de sus sólidos, a determinar por secado en estufa. Suele variar entre 5-8 % en suelos granulares (arenas y gravas) y entre 60-70 % en suelos arcillosos, aunque en algunos suelos orgánicos y de marisma alcanza valores de 300-400 %.
- **Grado de saturación, S_r** , es la relación entre el peso del agua que contiene la muestra y el que contendría si estuviera saturado (W_{sat}); varía de 0 a 100 %.

De la Figura 2.8 se deducen las siguientes expresiones:

$$\gamma_d = \frac{G}{1 + e} \quad \gamma_{sat} = \frac{G + e\gamma_w}{1 + e}$$

$$\gamma_{ap} = \gamma_d(1 + W) \quad S_r = \frac{W}{W_{sat}}$$

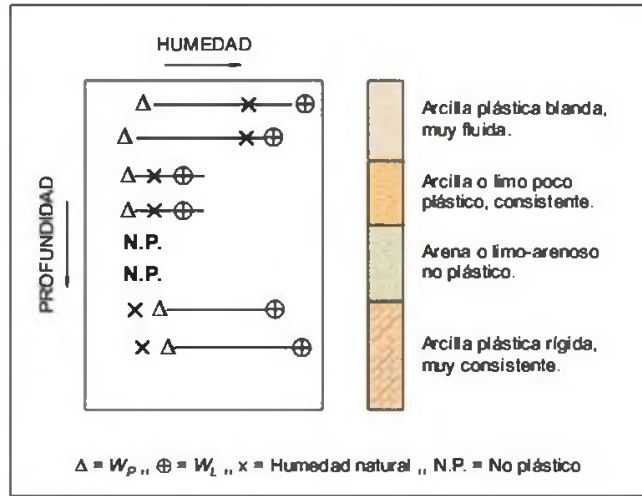


Figura 2.9 Situación de un suelo real entre extremos posibles.

Definir el contenido de humedad equivale a identificar la consistencia inicial del terreno, por lo que suele compararse con las humedades del límite líquido y plástico, a fin de tener una idea de dicha consistencia. Ello suele hacerse en la forma que se indica en la Figura 2.9, dibujando para cada profundidad en que se hayan hecho los ensayos adecuados la humedad natural y la de los citados límites, lo que permite no solo tener una idea de la consistencia sino de si las muestras representan suelos diferentes. Además se utiliza, por ejemplo, el **índice de fluidez, I_L** , para cuantificar esa consistencia, que normalmente varía entre 0 y 1, pero puede ser negativo (en suelos muy secos):

$$I_L = \frac{W - W_p}{W_L - W_p}$$

En las arenas, donde la retención del agua es escasa, y la plasticidad es muy baja o nula, no suele hacerse una comparación de este tipo. Pero sí se hace con la concentración de sólidos. A tal efecto se considera: a) la densidad seca máxima (mayor contenido posible de sólidos en un volumen dado), γ_{max} , que corresponde a un índice de huecos mínimo, e_{min} ; b) la densidad seca mínima (menor contenido posible de sólidos en un volumen dado), γ_{min} , que corresponde a un índice de huecos máximo, e_{max} . Estos dos valores pueden determinarse fácilmente en laboratorio y permiten obtener un **índice de densidad o densidad relativa (D_r)**:

$$D_r = \frac{e_{max} - e}{e_{max} - e_{min}} = \frac{\gamma_{max}}{\gamma_d} \frac{\gamma_d - \gamma_{min}}{\gamma_{max} - \gamma_{min}}$$

donde γ_d es la densidad seca aparente de la arena considerada y e su índice de huecos. Con D_r puede calificarse la compacidad relativa de la muestra según el Cuadro 2.1. En este mismo Cuadro se han incluido los

Propiedades de estado de suelos de grano grueso

Suelos de grano grueso	Densidad relativa D_r (%)	Densidad seca γ_d (kN/m^3)	Humedad W (%)	Índice de huecos e
Muy flojos	0-40	< 14,0	> 16	> 0,9
Flojos	40-60	14,0-16,0	12-16	0,65-0,9
Medianamente densos	60-80	16,0-17,5	8-12	0,55-0,65
Densos	80-90	17,5-18,5	6-8	0,4-0,55
Muy densos	90-100	> 18,5	< 6	< 0,4

Propiedades de estado de suelos finos

Suelos finos	Índice de fluidez, I_L	Densidad seca γ_d (kN/m^3)	Humedad W (%)	Índice de huecos e
Muy blandos	1,00-0,80	< 1,40	> 55	> 1,30
Blandos	0,80-0,65	1,40-1,55	40-55	1,0-1,3
Consistencia media	0,65-0,40	1,55-1,70	25-40	0,7-1,0
Duros	0,40-0,25	1,70-1,80	15-25	0,5-0,7
Muy duros	< 0,25	> 1,80	< 15	< 0,5

valores habituales para las propiedades del estado de los suelos arenosos, mientras que en el Cuadro 2.2 se han incluido las de los suelos finos (limos y arcillas). Los suelos de **grano grueso** son aquellos cuyo tamaño

predominante (más del 50 %) es mayor de 0,075 mm (retenido por el tamiz 200 ASTM), y los **suelos finos** son los de tamaño predominante (más del 50 %) igual o inferior a 0,075 mm (pasan por el tamiz 200 ASTM).

2.3

Permeabilidad. Filtraciones y redes de flujo

En este apartado se describen los conceptos del flujo en medios porosos y otros aspectos relacionados con el agua del suelo; de forma más general en el Capítulo 5 de hidrogeología aplicada a la ingeniería geológica se desarrollan estos conceptos, completando lo expuesto en este apartado.

Carga total. Teorema de Bernouilli

En los problemas de flujo la forma de expresar la energía en un determinado punto del fluido en movi-

miento se define a partir del llamado «Teorema de Bernouilli»:

$$H = z + \frac{u}{\gamma_w} + \frac{v^2}{2g}$$

donde H es la **carga hidráulica total**, que se descompone en tres sumandos:

- z : **altura geométrica**, que se mide desde un plano de referencia, $z = 0$, elegido arbitrariamente.
- u/γ_w : **altura de presión**, siendo u la presión de agua en el punto considerado y γ_w el peso específico del agua.

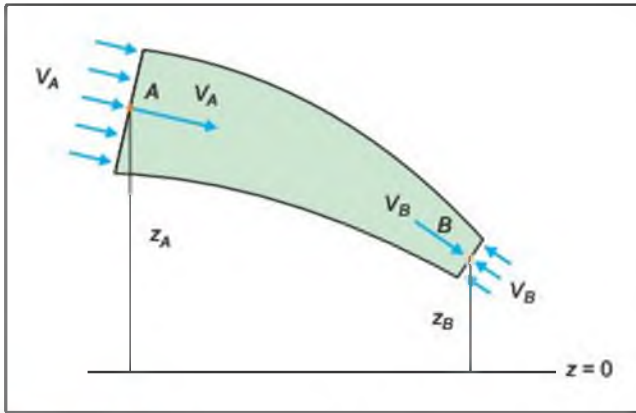


Figura 2.10 Teorema de Bernoulli.

- $v^2/2g$: **altura de velocidad**, donde v es la velocidad de flujo en el punto considerado y g la aceleración de la gravedad.

Los dos primeros términos representan una energía de posición (potencial), mientras que el tercer término corresponde a una energía cinética; todos ellos tienen unidades de longitud.

En el caso ideal de un fluido perfecto e incompresible sujeto a un flujo permanente y estacionario, Bernoulli demostró que la carga hidráulica total se mantiene constante (Figura 2.10). Por lo tanto, entre dos puntos cualesquiera del fluido en movimiento se mantiene la energía global dada por la carga H , y lo único que ocurre es que dicha energía se transfiere de unos términos a otros (altura geométrica, de presión o velocidad):

$$z_A + \frac{u_A}{\gamma_w} + \frac{v_A^2}{2g} = z_B + \frac{u_B}{\gamma_w} + \frac{v_B^2}{2g}$$

Los fluidos reales, como el agua, no son perfectos, de forma que cualquier obstáculo que se oponga al flujo entre dos puntos produce una pérdida de la carga ΔH . De hecho, **para que exista flujo es necesaria una diferencia de carga hidráulica, de manera que el agua circula desde puntos de mayor carga (H_A) hacia puntos de menor carga (H_B)**. La diferencia $\Delta H = H_A - H_B$ representa el trabajo gastado para vencer la resistencia del obstáculo, o lo que es lo mismo, la parte de energía empleada para ello.

El agua en reposo. Presiones hidrostáticas

Un caso particular y muy habitual de mantenimiento de la carga total corresponde a situaciones en las que el agua está en reposo (condiciones hidroestáticas) ya que, aunque su viscosidad no sea nula, al no existir

movimiento no tiene sentido pensar en obstáculos que se opongan a él. Complementariamente, al ser nula la velocidad de flujo, el Teorema de Bernoulli queda reducido a un binomio:

$$h = z + \frac{u}{\gamma_w}$$

donde h se denomina **altura piezométrica**.

Esta simple ecuación, junto con la condición de que h resulte constante en toda la masa líquida, permite calcular de forma inmediata la **presión de agua** en cualquier punto del fluido. El ejemplo más simple es el de un recipiente estanco lleno de agua, por ejemplo, una piscina (Figura 2.11). Se elige en primer lugar un plano arbitrario de referencia $z = 0$. A continuación, se seleccionan dos puntos de la masa líquida, uno situado en la superficie (A) y otro en un punto intermedio (B) en el que se desea calcular la presión de agua. Por la ecuación de Bernoulli se sabe que $h_A = h_B$, donde la altura piezométrica de A resulta:

$$h_A = z_A + \frac{u_A}{\gamma_w} = z_A$$

ya que se sitúa en la superficie del agua y su presión es la atmosférica (se toma como 0).

Cambiando ahora al punto B:

$$h_B = z_B + \frac{u_B}{\gamma_w} = h_A = z_A$$

y despejando:

$$u_B = \gamma_w(z_A - z_B) = \gamma_w c$$

solución ésta conocida, pero demostrada aquí de forma rigurosa, que se puede enunciar de la siguiente forma: la presión hidrostática en un punto de un fluido situado a una profundidad bajo su superficie libre es igual al producto de el peso específico del fluido por dicha profundidad.

En consecuencia, en régimen hidrostático la ley de presión de agua resulta linealmente creciente con la profundidad (Figura 2.11).

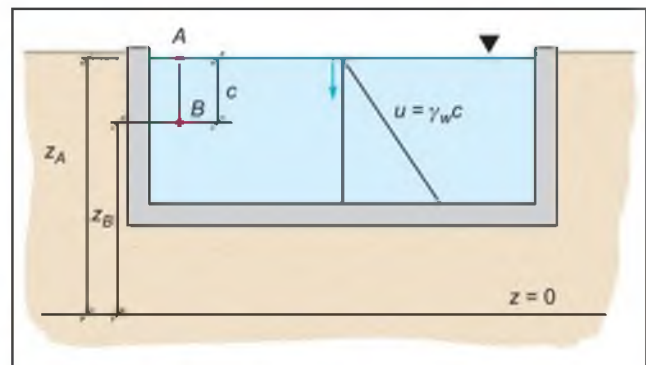


Figura 2.11 Cálculo de presiones hidrostáticas.



Recuadro 2.1

El empleo de piezómetros de tubo abierto

Los conceptos anteriores encuentran una aplicación directa cuando se desea conocer la presión de agua en un punto cualquiera del terreno (B).

Si se introduce un tubo hasta la profundidad deseada, transcurrido un cierto tiempo (necesario para que se equilibren las presiones), el agua subirá hasta un determinado nivel (A).

Dentro del tubo las condiciones resultan hidrostáticas (no hay pérdida de carga), de manera que las alturas piezométricas de A y B son iguales. En consecuencia, la

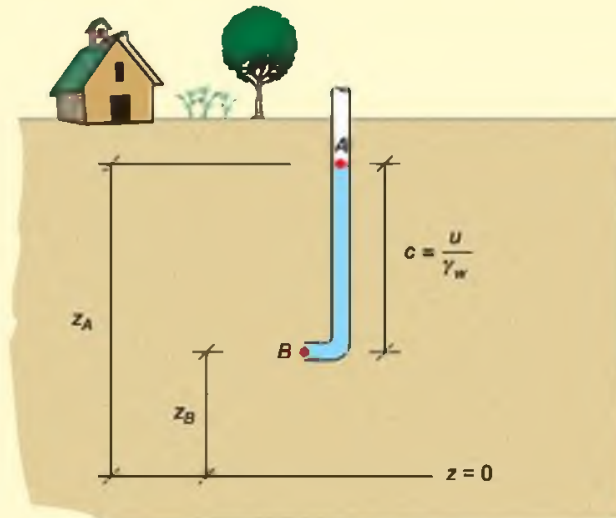
presión de agua en (B) será:

$$u_B = \gamma_w(z_A - z_B) = \gamma_w c$$

y

$$c = \frac{u_B}{\gamma_w}$$

de forma que: **La altura de agua que mide un piezómetro de tubo abierto en cualquier punto del terreno es igual a la presión de agua en dicho punto dividida por el peso específico del agua.**



Lectura de un piezómetro de tubo abierto.

El flujo de agua en el terreno

Conceptos básicos. Pérdidas de carga y permeabilidad

El suelo es un conjunto de partículas entre las que existen huecos o poros interconectados, de manera que el agua puede fluir a su través. Como es fácil imaginar, el camino de filtración resulta bastante «torzudo», ya que el agua ha de «sortear» la gran cantidad de obstáculos que suponen las partículas del suelo (Figura 2.12). En consecuencia, en el proceso se producirán pérdidas de carga hidráulica.

La mayor o menor facilidad para que se produzca flujo será función de la granulometría del suelo.

Así, un suelo granular como una arena posee partículas de tamaño considerable, de forma que las dimensiones de los poros entre partículas también lo serán, el agua fluirá con facilidad a su través y las pérdidas de carga serán discretas. Sin embargo, en un suelo fino como una arcilla, el tamaño de las partículas es muy pequeño, del orden de micras, y sus poros resultan también extremadamente pequeños. En estas condiciones, el agua encontrará muchas más dificultades para circular y las pérdidas de carga serán muy considerables.

Si se define el **coeficiente de permeabilidad**, k , de un suelo como un parámetro que mide «la facilidad para que el agua circule a su través», dicha permeabilidad dependerá de:

- La granulometría, es decir, de la distribución de tamaños de los granos del suelo (y por lo tanto

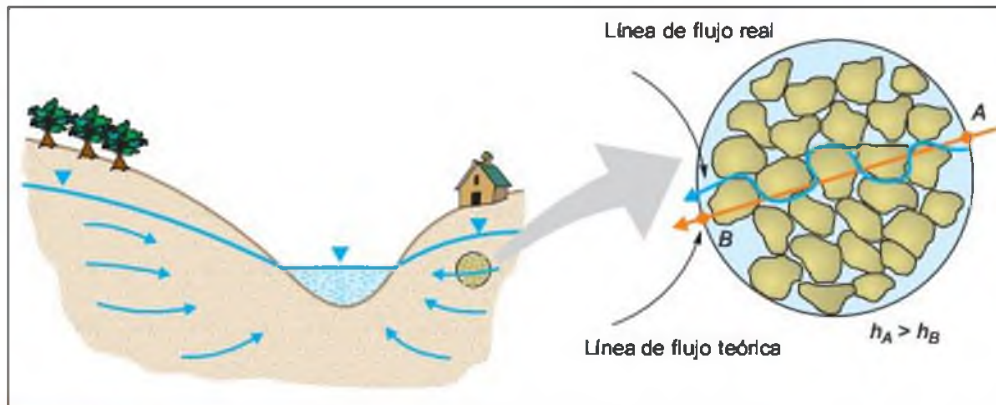


Figura 2.12 Trayectorias de filtración en el suelo.

de sus poros), siendo k menor cuanto más pequeñas sean las partículas del suelo.

- La densidad del suelo, habida cuenta que, para una misma granulometría, cuanto más denso sea el terreno menor será su volumen de huecos, y menor será también k .
- La forma y orientación de las partículas, ya que si las condiciones de sedimentación dan lugar a orientaciones preferenciales, la permeabilidad podrá variar sustancialmente en función de la dirección de flujo.

El coeficiente de permeabilidad fue enunciado por primera vez por Darcy en 1856. Se mide en unidades de velocidad (m/s, m/día o cm/s) y es quizás el parámetro hidráulico que registra mayores variaciones en función del tipo de suelo. En el Cuadro 2.3 se incluyen algunos valores típicos (Powers, 1992).

Carga hidráulica en el suevo. Gradiente hidráulico

Una característica particular del flujo de agua en el suelo es que su velocidad de circulación resulta

muy pequeña. Así, un valor elevado de ésta sería del orden de 0,6 m/min, lo que daría lugar a una **altura de velocidad** ($v^2/2g$) extremadamente pequeña, de sólo 5×10^{-6} m. Este valor resulta despreciable en comparación con los términos z y u/γ_w , y es incluso mucho menor que la precisión para medir la altura geométrica (z) de un punto cualquiera (Lambe y Whitman, 1979), de manera que en la práctica se puede reducir la expresión de la carga hidráulica a la altura piezométrica:

$$h = z + \frac{u}{\gamma_w}$$

Cuando el agua circula en el terreno lo hace, por tanto, desde un punto (A) de mayor altura piezométrica (h_A) a otro punto (B) de menor altura piezométrica ($h_A > h_B$). Si se tiene en cuenta que la pérdida de carga $\Delta h = h_A - h_B$ se produce en una longitud L , distancia que separa los dos puntos seleccionados a lo largo de una línea de corriente, se puede definir el **gradiente hidráulico** como la pérdida de carga (altura piezométrica) por unidad de longitud:

$$i = \frac{\Delta h}{L}$$

Ley de Darcy

El flujo de agua puede ser de dos tipos: laminar y turbulento. El régimen de flujo se considera laminar cuando las trayectorias de las gotas de agua (las líneas de corriente) no interfieren unas contra otras. En caso contrario, se trata de un flujo turbulento. Para el estudio de filtraciones en el terreno, salvo en algunos casos especiales de suelos de gran permeabilidad, flujo a través de grandes fisuras, flujo en karst, etc., se suele considerar que el régimen es laminar. En estas condiciones es aplicable la llamada **ley de Darcy** y se

CUADRO 2.3

Rango de valores del coeficiente de permeabilidad en suelos

Tipo de suelo	k (cm/s)
Grava mal graduada (GP)	≥ 1
Grava uniforme (GP)	0,2-1
Grava bien graduada (GW)	0,05-0,3
Arena uniforme (SP)	5×10^{-3} -0,2
Arena bien graduada (SW)	10^{-3} -0,1
Arena limosa (SM)	10^{-3} - 5×10^{-3}
Arena arcillosa (SC)	10^{-4} - 10^{-3}
Limo de baja plasticidad (ML)	5×10^{-5} - 10^{-4}
Arcillas de baja plasticidad (CL)	10^{-5} - 10^{-8}

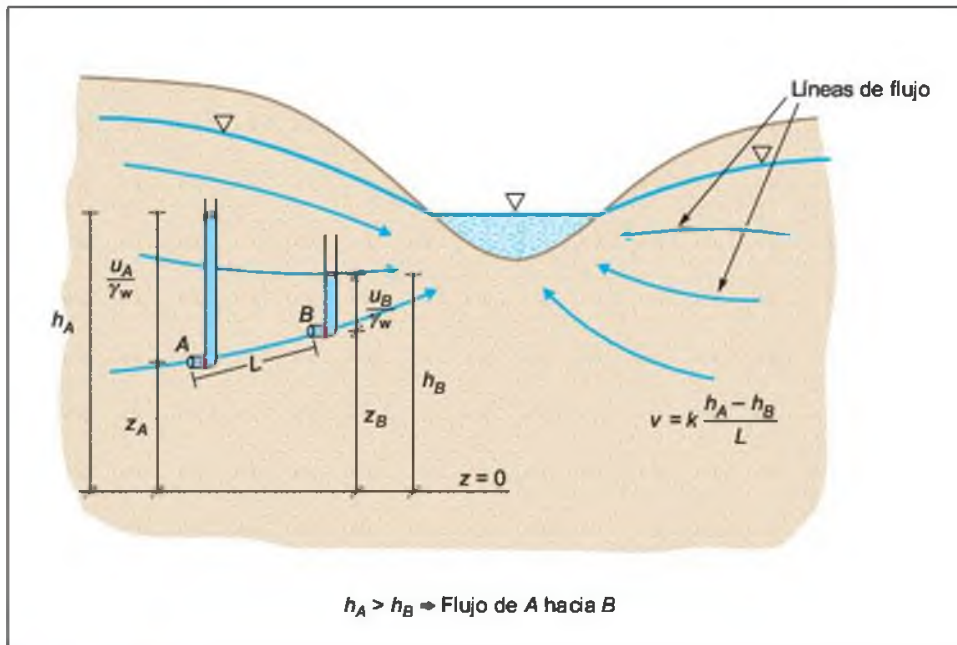


Figura 2.13 Pérdida de carga y gradiente hidráulico.

puede suponer que la velocidad de flujo es proporcional al gradiente hidráulico:

$$v = k \frac{\Delta h}{L} = ki$$

siendo k la permeabilidad del medio (expresada por el coeficiente de permeabilidad), y v la velocidad media del agua a través de una sección «macroscópica» de suelo, es decir, la velocidad aparente a lo largo de las líneas de flujo teóricas de la Figura 2.13.

Flujo estacionario en medio isótropo

Se ha señalado anteriormente que el coeficiente de permeabilidad puede depender de la dirección de flujo. De hecho, con toda generalidad puede considerarse como un tensor en un espacio de tres dimensiones, de forma que la ley de Darcy generalizada puede expresarse (Figura 2.14):

$$v_x = -k_x \frac{\partial h}{\partial x} ; v_y = -k_y \frac{\partial h}{\partial y} ; v_z = -k_z \frac{\partial h}{\partial z}$$

donde

- v_x, v_y, v_z son las componentes de la velocidad de flujo según los ejes x, y y z .
- k_x, k_y, k_z las direcciones principales de permeabilidad.

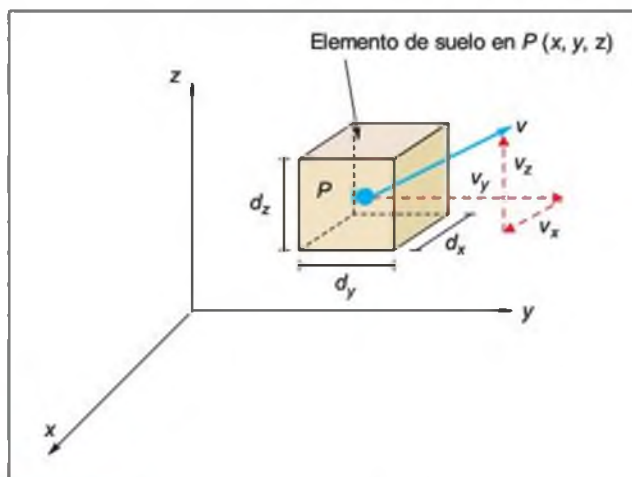


Figura 2.14 Vector de velocidad de flujo.

- $-(\partial h/\partial x), -(\partial h/\partial y), -(\partial h/\partial z)$, los gradientes hidráulicos según los tres ejes seleccionados (nótese el signo (-), necesario en la formulación matemática ya que la velocidad de flujo tiene sentido contrario al de crecimiento de h).

Si se asume que:

- El agua es incompresible.
- v y u son función exclusiva de la posición (x, y, z).
- El suelo tiene densidad constante y está saturado.

Cálculo de presiones intersticiales

La columna estratigráfica bajo la superficie horizontal de un amplio valle está formada por 3 m de gravas gruesas situadas sobre un depósito de 12 m de arcilla. Bajo la arcilla se encuentra un estrato de areniscas fisuradas de alta permeabilidad. El nivel freático en la capa de gravas se sitúa a 0,6 m bajo la superficie del terreno. De otro lado, en el sustrato de areniscas el agua se encuentra en condiciones artesianas, con una altura piezométrica de 6 m por encima de la superficie del terreno.

Admitiendo que en la capa de gravas, por su elevada permeabilidad, las condiciones son hidrostáticas, se pide determinar en la capa de arcillas:

- a) La ley de presiones intersticiales.
- b) El gradiente hidráulico.
- c) La presión intersticial en un punto intermedio *P*, situado a 6 m de profundidad bajo la superficie (siendo $\gamma_w = 9,81 \text{ kN/m}^3$).

Solución:

- a) Las presiones de agua en la base de la capa de arcilla coincidirán con las del techo de las areniscas. Para su cálculo se toman los puntos de referencia *C* y *O* de la Figura. El punto *O* se sitúa a la altura que alcanzaría el agua en un piezómetro de tubo abierto situado en *C*. Para mayor facilidad se supone además que el plano de comparación ($z = 0$) se sitúa al nivel de *C*.

Como ya se ha descrito en apartados anteriores, el régimen en el tubo piezométrico una vez conse-

guido el equilibrio será hidrostático y, en consecuencia:

$$h_O = h_C$$

$$h_O = z_O + u_O/\gamma_w = z_O = 21 \text{ m} \Rightarrow h_C = 21 \text{ m}$$

$$u_C = \gamma_w(z_O - z_C) = 9,81 \times 21 = 206,01 \text{ kPa}$$

Para obtener la presión de agua en el techo de la capa de arcillas, se toman los puntos *A* y *B*. De nuevo, al ser las condiciones hidrostáticas en las gravas se tiene:

$$h_A = h_B$$

$$h_A = z_A + u_A/\gamma_w = z_A = 14,4 \text{ m} \Rightarrow h_B = 14,4 \text{ m}$$

luego

$$u_B = \gamma_w(z_A - z_B) = 9,81 \times 2,4 = 23,54 \text{ kPa}$$

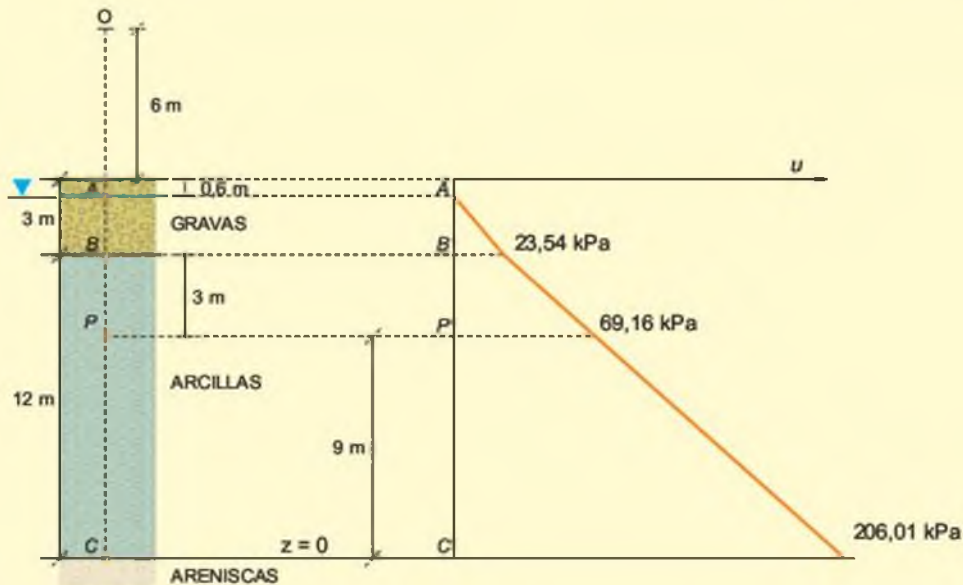
Como puede apreciarse, $h_C > h_B$, de manera que existirá un flujo ascendente.

- b) $i = \Delta h/L = (h_C - h_B)/L_{CB} = (21 - 14,4)/12 = 0,55$.
- c) El punto *P* se sitúa a 9 m por encima de *C*. Teniendo en cuenta que se produce una pérdida de carga de 0,55 m por cada metro de recorrido:

$$h_P = h_C - (0,55 \times 9) = 16,05 \text{ m}$$

y

$$h_P = 16,05 = z_P + u_P/\gamma_w = 9 + u_P/\gamma_w \Rightarrow u_P = 69,16 \text{ kPa}$$



Entonces se puede establecer de forma matemática la ecuación de la continuidad (conservación de la masa), que expresa que en un régimen de flujo estacionario, el agua que entra en un elemento de suelo por unidad de tiempo es igual a la que sale (siempre que no existan fuentes o sumideros en el interior de dicho elemento).

La expresión resultante es:

$$\frac{\partial v_x}{\partial x} + \frac{\partial v_y}{\partial y} + \frac{\partial v_z}{\partial z} = 0$$

Teniendo ahora en cuenta la ley de Darcy generalizada a tres dimensiones, se puede escribir:

$$\frac{\partial v_x}{\partial x} = -k_x \frac{\partial^2 h}{\partial x^2}; \quad \frac{\partial v_y}{\partial y} = -k_y \frac{\partial^2 h}{\partial y^2};$$

$$\frac{\partial v_z}{\partial z} = -k_z \frac{\partial^2 h}{\partial z^2}$$

y sustituyendo:

$$k_x \frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + k_y \frac{\partial^2 h}{\partial y^2} + k_z \frac{\partial^2 h}{\partial z^2} = 0$$

Finalmente, si el medio es isótropo ($k_x = k_y = k_z$):

$$\frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial z^2} = 0; \quad \nabla^2 h = 0$$

Esta es la llamada **ecuación de Laplace**, que se aplica en muchos problemas de flujo, tales como la transmisión de calor, de electricidad o, en este caso particular, de agua a través de un medio poroso. Esta ecuación, de difícil resolución analítica en muchos casos, tiene la particularidad de que puede ser resuelta gráficamente dibujando dos familias de curvas ortogonales entre sí que cumplan una serie de condiciones (Figura 2.15).

Una de las familias representa a las **líneas equipotenciales**, a lo largo de las cuales la altura piezométrica es constante. La otra familia representa las **líneas de flujo o líneas de corriente**. Estas últimas son perpendiculares a las líneas equipotenciales, y tangentes al vector de velocidad de flujo en cada punto (o lo que es lo mismo, no existe flujo en la dirección perpendicular a ellas).

Para mostrar el proceso a seguir, a continuación se resuelve un ejemplo sencillo en dos dimensiones (Figura 2.16). Se trata de una pantalla impermeable que penetra hasta la mitad de una capa aluvial permeable. Por debajo se encuentra un sustrato de permeabilidad 10 veces menor que la del aluvial (lo que, comparativamente, permite considerarlo como impermeable y suponer que todo el flujo se resuelve a través del nivel superior). La pantalla sobresale de la superficie del terreno y se emplea para embalsar una altura determina-

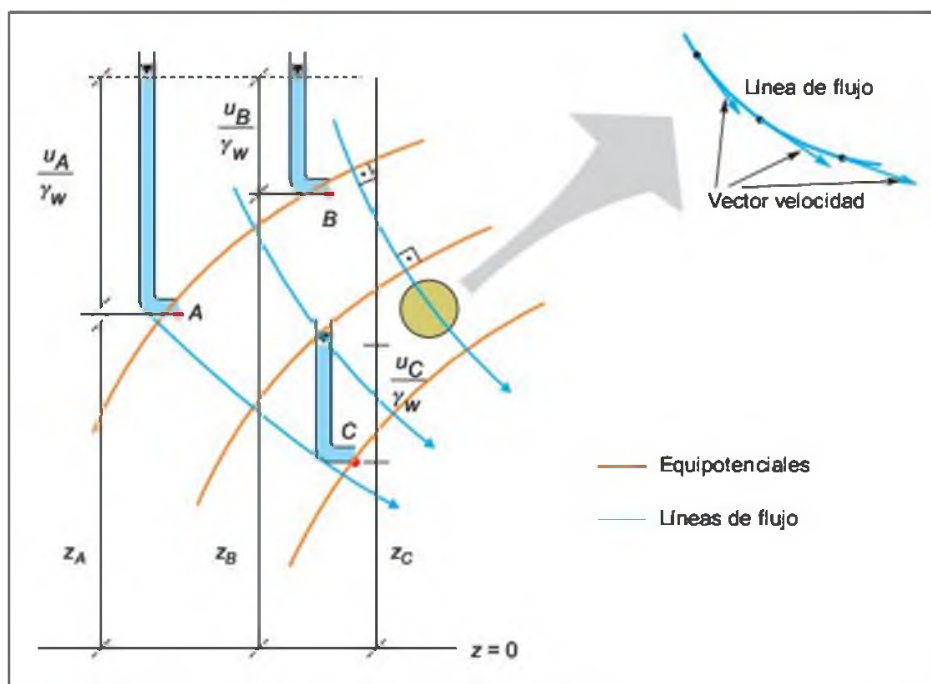


Figura 2.15 Solución gráfica de la ecuación de Laplace.

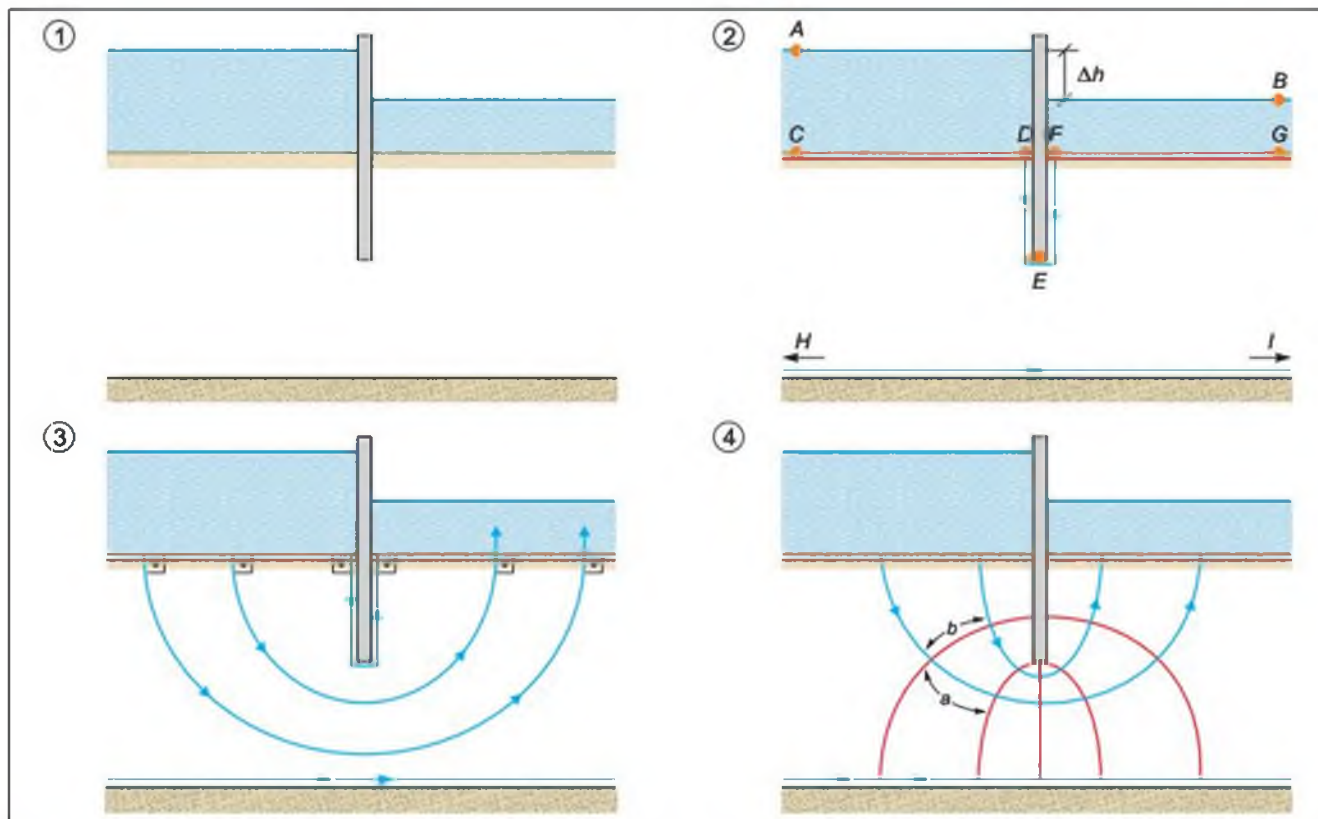


Figura 2.16 Pasos a seguir para la construcción de una red de flujo.

da de agua, de forma que la diferencia de cota en la lámina de agua a un lado y otro de la pantalla es Δh .

Para acometer la solución gráfica es conveniente seguir los siguientes pasos:

1. Se dibuja la geometría del problema a escala.
2. Se dibujan las líneas de flujo y equipotenciales conocidas del contorno:
 - La línea CD es una equipotencial, y todos sus puntos tienen la misma altura piezométrica que el punto A, ya que no existen pérdidas de carga a través de la lámina de agua.
 - La línea FG es una equipotencial, con la altura piezométrica del punto B.
 - La línea HI es una frontera impermeable; al no existir flujo a su través, la velocidad es tangente a ella y constituye una línea de corriente.
 - La línea DEF es una frontera impermeable, de forma que constituye una línea de corriente.
3. Se trazan varias líneas de corriente, perpendiculares a las equipotenciales conocidas del contorno.
4. Se dibujan las líneas equipotenciales necesarias para conseguir «cuadrados curvilíneos», de

forma que ambas familias de curvas sean perpendiculares entre sí.

5. Se observa el resultado conseguido y se corrige si es necesario, lo que es habitual, para conseguir mejores «cuadrados» y una mejor ortogonalidad; como ayuda, se puede comprobar que las diagonales de los cuadrados curvilíneos también son ortogonales, o que se puede inscribir un círculo en ellos.

Una vez dibujada una «red de filtración» razonable, estará resuelta (también de forma razonable) la ecuación de Laplace. Como características principales de la red así dibujada se puede señalar:

- La pérdida de carga total se distribuye de manera uniforme entre las equipotenciales.
- Todos los canales de flujo transportan el mismo caudal.
- Un canal de flujo es el comprendido entre dos líneas de corriente.

En la Figura 2.17 se muestra la red obtenida, junto con algunos aspectos relacionados con su explotación. Si se llama N_f al número de canales de flujo dibujados, en el caso en estudio resulta $N_f = 3$. Por otra parte, la pérdida de carga total, Δh , se distribuye en

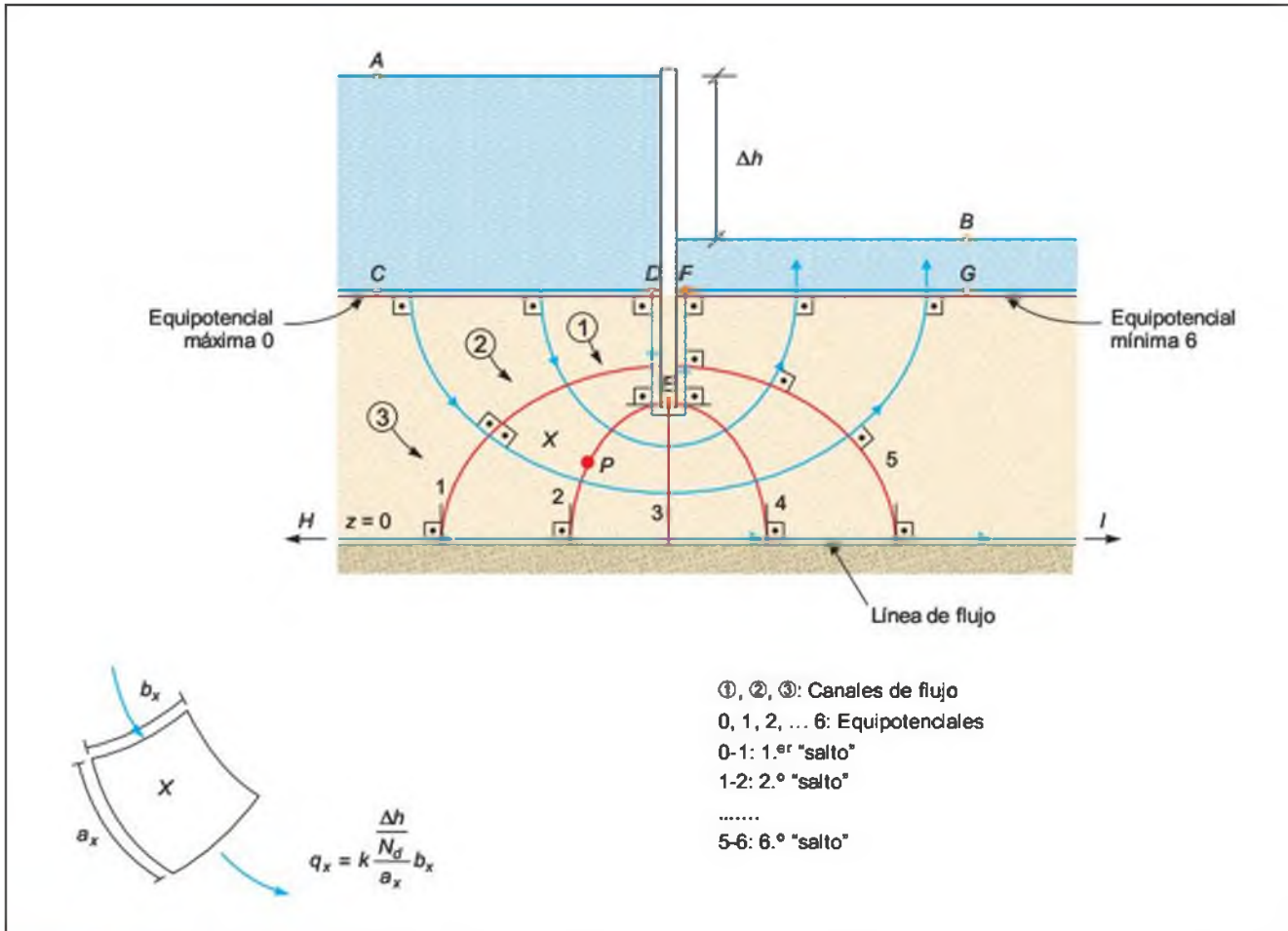


Figura 2.17 Ejemplo de resolución de una red de flujo.

$N_d = 6$ caídas sucesivas de potencial. Dado que la pérdida de carga entre equipotenciales contiguas es siempre la misma, en cada «salto» entre equipotenciales se perderá $dh = \Delta h / N_d$

Si se selecciona ahora un elemento cualquiera de la malla (elemento X en la Figura 2.17), el caudal total que fluye a su través resultará:

$$q_x = k \frac{dh}{a_x} b_x = k \frac{\Delta h / N_d}{a_x} b_x$$

y dado que la red dibujada es cuadrada ($b_x = a_x$):

$$q_x = k \frac{\Delta h}{N_d}$$

Si se tiene ahora en cuenta que todos los canales transportan el mismo flujo, el caudal total será:

$$Q = k \Delta h \frac{N_f}{N_d}$$

Por último, si se desea calcular la presión intersticial en un punto P, basta conocer en qué equipotencial se sitúa para determinar su altura piezométrica y, descontando la altura geométrica, determinar su presión. Así, el punto P de la Figura 2.17 se sitúa en la tercera equipotencial, de forma que hasta él se han producido 2 caídas o saltos de carga:

$$h_p = h_A - 2 \frac{\Delta h}{N_d} = z_p + \frac{u_p}{\gamma_w}$$

luego

$$u_p = \gamma_w \left(h_A - 2 \frac{\Delta h}{N_d} - z_p \right)$$

En caso de que el punto P no coincida con una de las equipotenciales dibujadas, basta con tupir localmente la malla en el elemento en donde se encuentra P hasta conseguir una equipotencial que pase por él.

Flujo estacionario en medio anisótropo

Como se ha analizado anteriormente, cuando el terreno es anisótropo la ecuación de la continuidad es función de las permeabilidades. En el caso bidimensional resulta:

$$k_x \frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + k_z \frac{\partial^2 h}{\partial z^2} = 0$$

La aparente dificultad de esta expresión puede solventarse si se realiza uno de los siguientes cambios de coordenadas:

$$X' = x; \quad Z' = z \sqrt{\frac{k_x}{k_z}}$$

o, alternativamente:

$$X' = x \sqrt{\frac{k_z}{k_x}}; \quad Z' = z$$

ya que en ambos casos, con las nuevas coordenadas queda reducida a:

$$\frac{\partial^2 h}{\partial X'^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial Z'^2} = 0$$

que de nuevo es la ecuación de Laplace y puede resolverse gráficamente.

En consecuencia, para dibujar la red de flujo basta con cambiar la escala del dibujo en el primer paso del epígrafe anterior (eligiendo el eje más sencillo). Sobre el nuevo dibujo se resuelve la red de flujo como si el medio fuera isótropo y, finalmente, se deshace el cambio para observar la red real (Recuadro 2.3).

En lo que respecta al caudal, en la Figura 2.18 se muestra esquemáticamente un hipotético elemento de la red, paralelo a los ejes de coordenadas, tanto en el espacio real como en el transformado (para el primer cambio de variables).

El caudal que atraviesa el elemento será el mismo, tanto en el espacio real como en el transformado, y lo mismo ocurrirá con la pérdida de carga (dh) entre las equipotenciales límite del elemento. Por ello, en el espacio real se tendrá:

$$q_x = k_x \frac{dh}{a} b$$

y en el transformado:

$$q_x = \bar{k} \frac{dh}{a} b \sqrt{\frac{k_x}{k_z}}$$

donde \bar{k} sería la permeabilidad equivalente del espacio transformado.

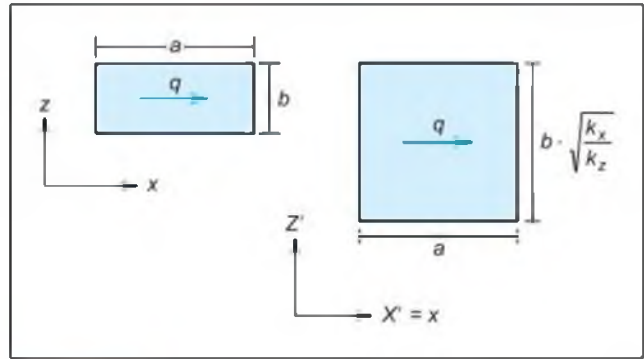


Figura 2.18 Caudal en medio anisótropo.

Igualando ambas expresiones resulta:

$$k_x = \bar{k} \sqrt{\frac{k_x}{k_z}}$$

y finalmente

$$\bar{k} = \sqrt{k_x k_z}$$

Por lo tanto, el caudal total de flujo resultaría:

$$Q = \bar{k} \Delta h \frac{N_f}{N_d} = \sqrt{k_x k_z} \Delta h \frac{N_f}{N_d}$$

expresión que resulta válida para ambos espacios.

Permeabilidad y flujo en suelos estratificados

Frecuentemente, los depósitos de suelo consisten en una sucesión o alternancia de estratos de diferente naturaleza. Un caso habitual sería el de los sedimentos aluviales, en los que es muy común encontrar alternancias dispuestas subhorizontalmente de materiales de muy distinta granulometría, y por tanto de diferente permeabilidad. En estos casos puede resultar interesante definir una «permeabilidad equivalente», que represente el flujo a través del conjunto de estratos.

■ FLUJO VERTICAL

En la Figura 2.19 se representa el caso teórico de un depósito de suelo de espesor (D), en el que la permeabilidad varía de forma continua con la profundidad.

En lo que respecta a las condiciones de flujo vertical a través de este medio estratificado, es sencillo comprender que el caudal que circula a través de cualquier sección horizontal del depósito resulta cons-

Recuadro 2.3

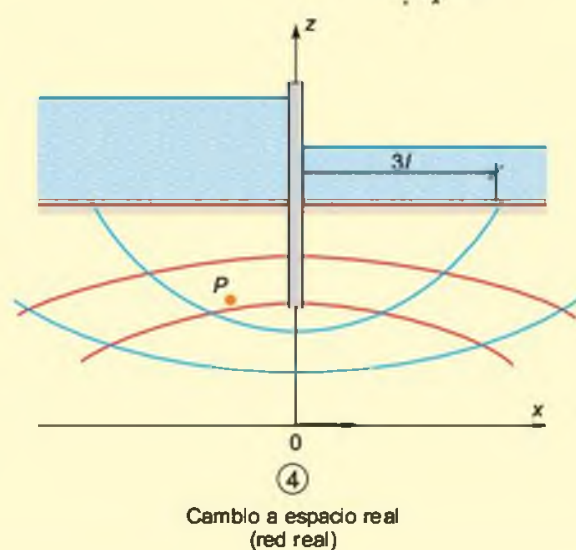
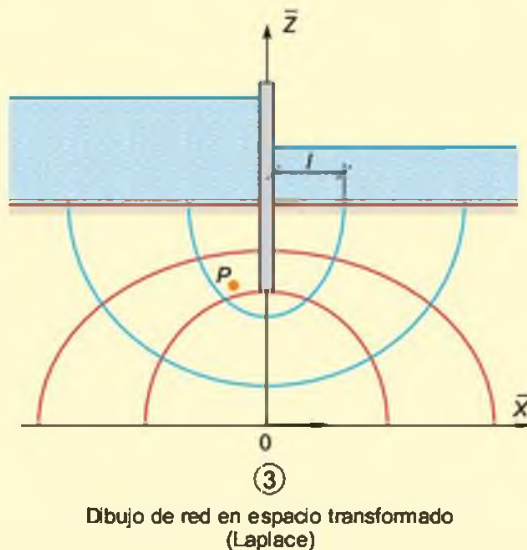
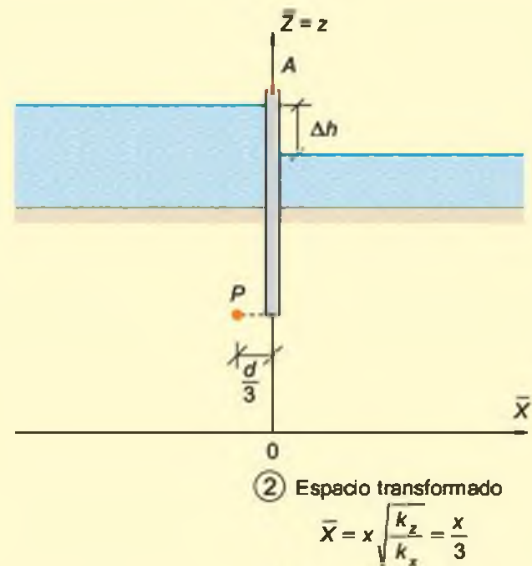
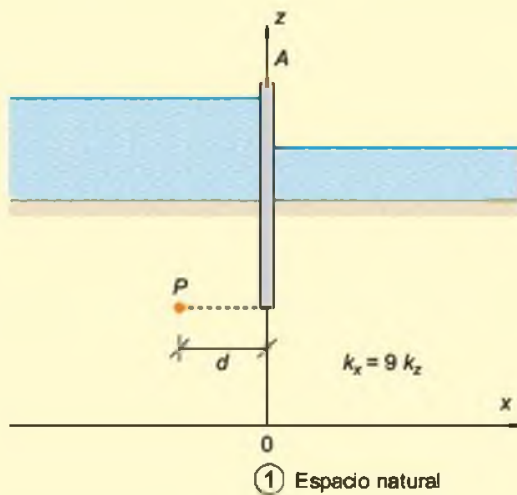
Ejemplo de red de flujo en medio anisótropo

La figura adjunta muestra el ejemplo de la Figura 2.16 en el caso de que la permeabilidad horizontal resulte 9 veces superior a la vertical. Los pasos a seguir son:

1. Dibujar la geometría del problema a escala real, señalando los puntos de interés (P , por ejemplo, para el cálculo de presiones intersticiales).
2. Seleccionar el cambio de variable y dibujar la geometría en el espacio transformado. En el caso en estudio, el cambio de variable más sencillo es aquél en el que el eje vertical no varía, dado que

de esta forma se mantiene el espesor del medio permeable, las alturas de agua, pantalla, etc. (de hecho, salvo en puntos particulares como P , el dibujo inicial es el mismo).

3. Dibujar la red siguiendo las construcciones gráficas de las Figuras 2.16 y 2.17.
4. Deshacer el cambio de variable para obtener la red de flujo en el espacio real (que ya no cumplirá las condiciones de la ecuación de Laplace en cuanto a la ortogonalidad entre equipotenciales y líneas de flujo, etc.).





Recuadro 2.4

Cálculo de la permeabilidad

Determinar las permeabilidades equivalentes vertical y horizontal de un terreno estratificado compuesto por dos capas de arena limosa de espesor L_1 y permeabilidad k_1 entre las que se intercala un nivel de grava de espesor L_2 y permeabilidad k_2 (Figura A).

Por aplicación directa de la ecuación obtenida, resulta:

$$k_v = \frac{L_1 + L_2 + L_1}{\frac{L_1}{k_1} + \frac{L_2}{k_2} + \frac{L_1}{k_1}}$$

$$k_h = \frac{1}{L_1 + L_2 + L_1} [k_1 L_1 + k_2 L_2 + k_1 L_1]$$

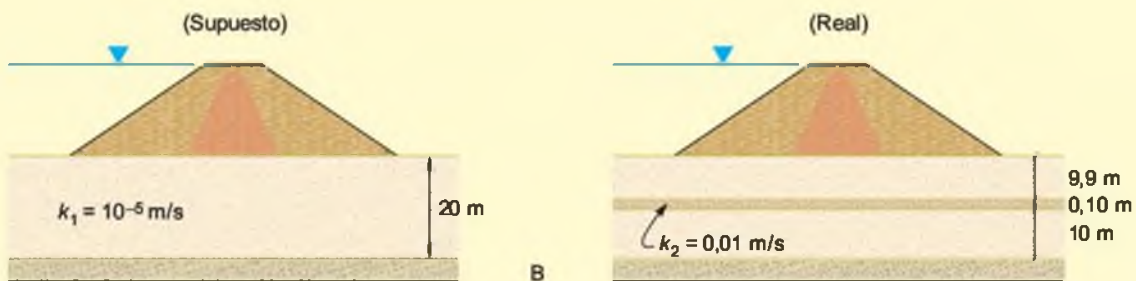
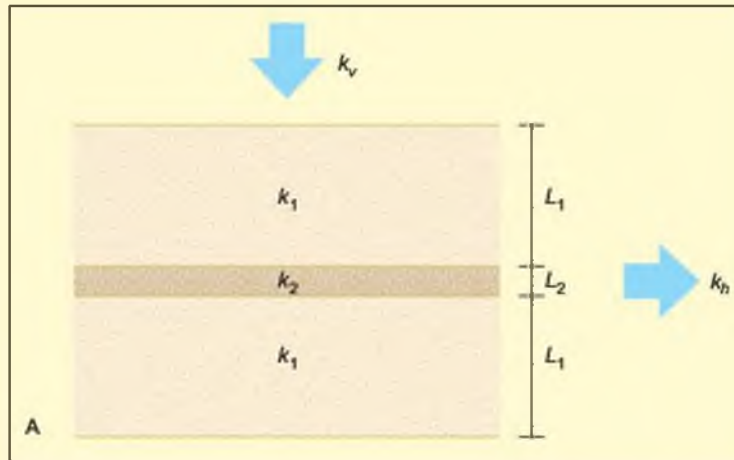
En la Figura B se representa el perfil geológico supuesto para la ubicación de una presa de materiales sueltos, consistente en 20 m de un aluvial areno-limoso, bajo el que se encuentra un sustrato impermeable. Una vez construida la presa se detecta un gran caudal de filtración

a través del aluvial. Nuevas investigaciones revelan la presencia de un delgado y continuo nivel de gravas, de 0,10 m de espesor y gran permeabilidad, que no se detectó en las investigaciones iniciales. Determinar la permeabilidad horizontal equivalente del depósito estratificado y compararla con la supuesta en el proyecto.

Aplicando directamente la ecuación de k_h con las condiciones de la figura resulta:

$$k_h = \frac{1}{20} [9,9 \cdot 10^{-5} + 0,1 \cdot 0,01 + 10 \cdot 10^{-5}] \approx 6 \cdot 10^{-5} \text{ m/s}$$

Como puede apreciarse, la permeabilidad equivalente resulta 6 veces superior a la supuesta. Habida cuenta de que el caudal es proporcional a la permeabilidad, la filtración registrada será 6 veces superior a la esperada inicialmente.



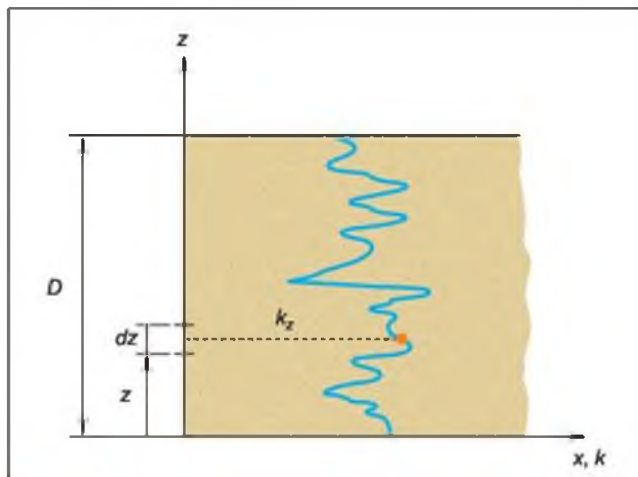


Figura 2.19 Medio estratificado continuo.

tante (en ausencia de fuentes o sumideros), y por lo tanto también lo será la velocidad.

Llamando k_v e i_v a la permeabilidad y al gradiente equivalentes para todo el estrato (como si de una capa uniforme se tratara), la observación anterior da lugar a:

$$v_z = k_z i_z = k_v i_v \Rightarrow i_z = \frac{k_v i_v}{k_z}$$

donde:

- k_z es la permeabilidad vertical real del terreno a una cota genérica z .
- i_z es el gradiente de flujo vertical real a una cota genérica z .

La pérdida de carga a lo largo de todo el espesor D del depósito de suelo será:

$$\Delta h = i_v D = \int_0^D i_z dz \Rightarrow i_v D = \int_0^D \frac{k_v i_v}{k_z} dz = k_v i_v \int_0^D \frac{dz}{k_z}$$

y despejando k_v :

$$k_v = \frac{D}{\int_0^D \frac{dz}{k_z}}$$

Así, para un terreno formado por n estratos de espesor L_i , y permeabilidad k_i , la permeabilidad equivalente vertical resultaría:

$$k_v = \frac{\sum_{i=1}^n L_i}{\sum_{i=1}^n \frac{L_i}{k_i}}$$

■ FLUJO HORIZONTAL

En este caso, es el gradiente el que ha de resultar el mismo para cualquier sección vertical del depósito de suelo. Por consiguiente, llamando k_h e i_h a la permeabilidad y el gradiente equivalentes para flujo horizontal, el caudal que discurre a través de toda la masa de suelo será:

$$Q_h = k_h i_h D = \int_0^D k_z i_h dz$$

y despejando k_h :

$$k_h = \frac{1}{D} \int_0^D k_z dz$$

Por lo tanto, para un terreno formado por n estratos de espesor L_i , y permeabilidad k_i , la permeabilidad equivalente horizontal será:

$$k_h = \frac{\sum_{i=1}^n k_i \cdot L_i}{\sum_{i=1}^n L_i}$$

2.4

Tensiones efectivas

Las fases y la estructura del suelo

Como se ha descrito anteriormente, el suelo es un material compuesto por un conjunto de partículas entre las que existen huecos o poros. En el caso más general, el suelo puede contener tres fases distintas (Figura 2.20):

- Fase sólida: **partículas**.
- Fase líquida: **agua**, rellenando total o parcialmente los poros.
- Fases gaseosa: **aire**, ocupando total o parcialmente los poros.

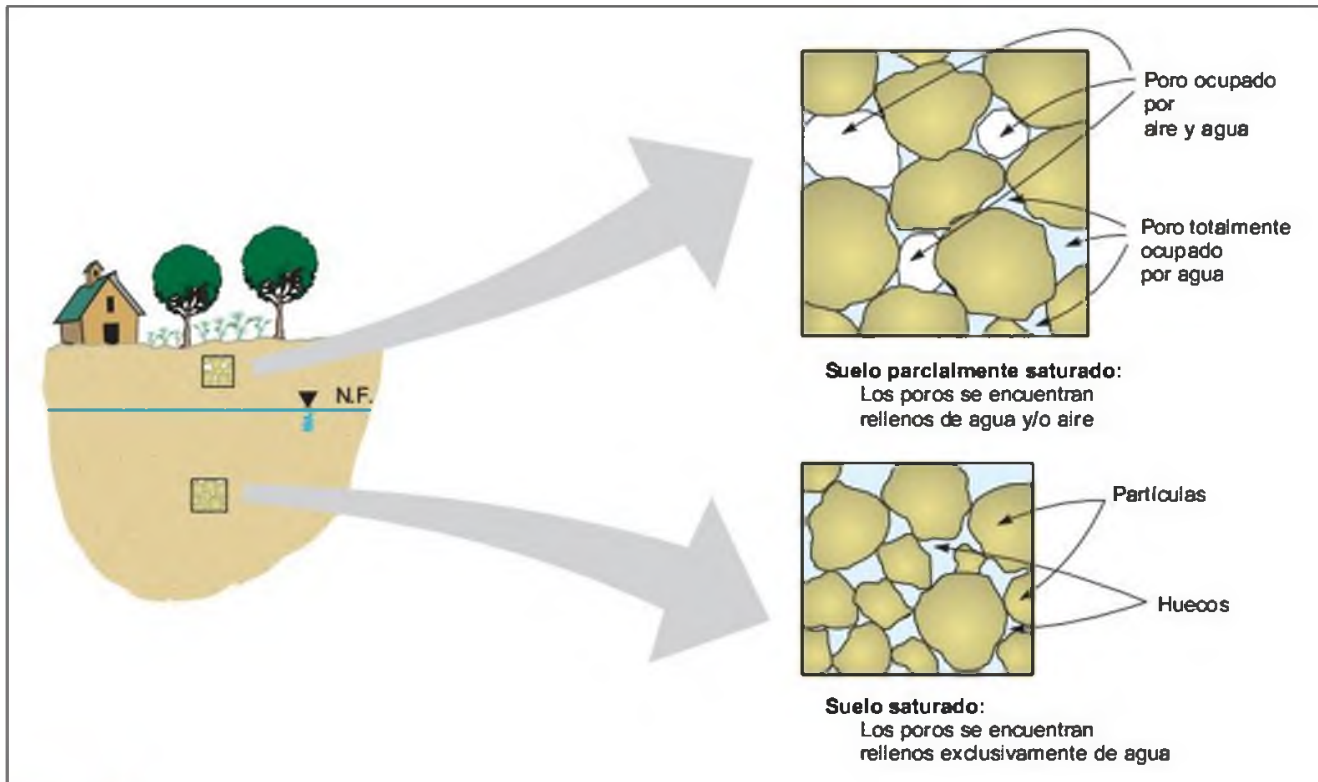


Figura 2.20 Fases del suelo.

De este carácter **multifásico** deriva la principal dificultad para comprender el comportamiento del suelo frente a sollicitaciones externas, ya que su respuesta depende de la compleja interacción entre las diversas fases que lo componen.

Si se observa «a escala microscópica» el proceso de sedimentación natural de un suelo (suponiendo que está formado por partículas granulares) se comprobaría que sus granos tienden a agruparse formando «cadenas», preferentemente subverticales. Si además se observa cómo se transmiten las fuerzas existentes (básicamente las debidas a la gravedad: el peso del suelo), se comprobaría que dicha transmisión se produce precisamente a través de los contactos grano-grano de estas cadenas, y que las partículas situadas fuera de ellas apenas reciben o transmiten carga alguna (Figura 2.21).

Si sobre el suelo anterior se añaden nuevos esfuerzos, bien debidos a nuevos procesos geológicos o a la actividad constructiva, éste podrá tender hacia un nuevo estado, representado por una nueva **estructura** y nuevas direcciones preferenciales.

Admitiendo que las partículas del suelo y el agua son indeformables, lo que a efectos prácticos y para los niveles de tensiones de las actividades constructivas habituales es aceptable, la nueva estructura corresponderá a un nuevo ordenamiento de partículas,

que habrán deslizado y rodado unas sobre otras hasta alcanzar el nuevo estado. Así por ejemplo:

- La **compresión del suelo** (reducción de volumen) consiste básicamente en una reducción de su volumen de poros o, lo que es lo mismo, en una reordenación de partículas hacia una estructura más densa, dejando menos espacios entre ellas. Si el suelo se encuentra saturado, la reducción de su volumen de huecos irá necesariamente asociada a la expulsión del mismo volumen de agua.
- El **hinchamiento** (aumento de volumen) consiste en un aumento de su volumen de poros, es decir, en una reordenación de sus partículas en una estructura más abierta, con más espacio entre ellas. De nuevo, en el caso de saturación completa, el aumento del volumen de huecos irá asociado a la absorción de un volumen igual de agua, captada del suelo saturado circundante.

A partir de la descripción anterior se pueden resumir algunas características básicas del comportamiento del suelo:

- Como resultado del proceso de formación geológica presentará una determinada ordenación de partículas o, lo que es lo mismo, una deter-

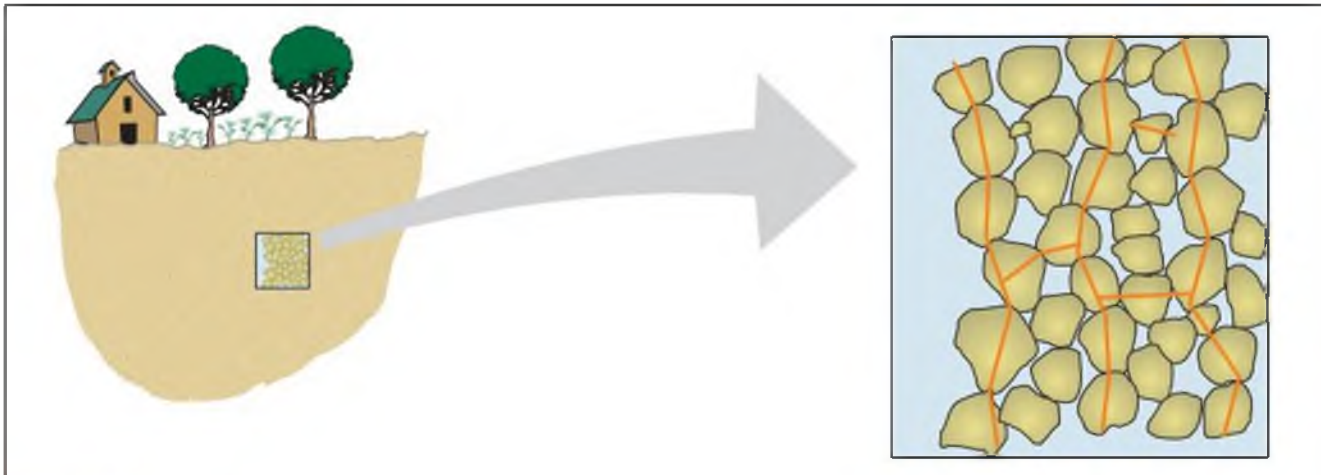


Figura 2.21 Estructuración del suelo y formación de «cadenas» de transmisión de esfuerzos.

minada **estructura**, caracterizada por una serie de orientaciones preferenciales tanto desde el punto de vista geométrico (distribución en el espacio), como tensional (transmisión de tensiones).

- La existencia de orientaciones preferenciales conferirá al suelo un marcado carácter **anisótropo**, es decir, su respuesta frente a esfuerzos externos (resistencia, deformabilidad), dependerá de la dirección de los esfuerzos aplicados.
- La modificación de su estado tensional podrá dar lugar a reordenamientos de partículas y a nuevas orientaciones preferenciales; la nueva estructura dependerá tanto de los esfuerzos aplicados (magnitud y dirección), como de la situación de partida (estructura antigua). En consecuencia, la respuesta del suelo (resistencia, deformabilidad) será función de su **historia tensional**.

Suelos saturados. El postulado de las tensiones efectivas

Como puede deducirse del epígrafe anterior, el estudio del comportamiento del suelo desde el punto de vista «microscópico», teniendo en cuenta su estructura, sus cadenas de transmisión de carga, etc., resulta complicado. Dicha complejidad se acentúa sin duda en el caso de suelos finos como las arcillas, en los que el pequeño tamaño de las partículas hace que las fuerzas de gravedad pierdan relevancia frente a las físico-químicas. Por ello, este tipo de enfoque «microscópico» se encuentra en general limitado a tareas de investigación.

Dadas las dificultades anteriores, la mecánica del suelo clásica ha tendido desde el principio al estudio del comportamiento del suelo desde un punto de vista «macroscópico», como si de un medio continuo se tratara. Aun con esta simplificación, resulta necesario tener en cuenta las distintas fases del suelo con el fin de analizar la interacción entre ellas y establecer un marco teórico de partida. Dicho marco fue postulado por Terzaghi para los suelos saturados. A continuación se reproduce la traducción de las dos partes fundamentales de su enunciado:

«Las tensiones en cualquier punto de un plano que atraviesa una masa de suelo pueden ser calculadas a partir de las tensiones principales totales $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$ que actúan en ese punto. Si los poros del suelo se encuentran rellenos de agua bajo una presión u , las tensiones principales totales se componen de dos partes. Una parte, u , llamada presión neutra o presión intersticial, actúa sobre el agua y sobre las partículas sólidas en todas direcciones y con igual intensidad. Las diferencias $\sigma'_1 = \sigma_1 - u$, $\sigma'_2 = \sigma_2 - u$, $\sigma'_3 = \sigma_3 - u$ representan un exceso de presión sobre la presión neutra u , y actúan exclusivamente en la fase sólida del suelo. Estas fracciones de las tensiones principales totales se denominan tensiones efectivas.

Cualquier efecto medible debido a un cambio de tensiones, tal como la compresión, la distorsión o la modificación de la resistencia al corte de un suelo, es debido exclusivamente a cambios en las tensiones efectivas».

Como corolario principal, si en un suelo saturado no se produce cambio de volumen ni distorsión, es porque sus tensiones efectivas no han variado. Así, se podrán modificar las tensiones totales e intersticiales



Recuadro 2.5

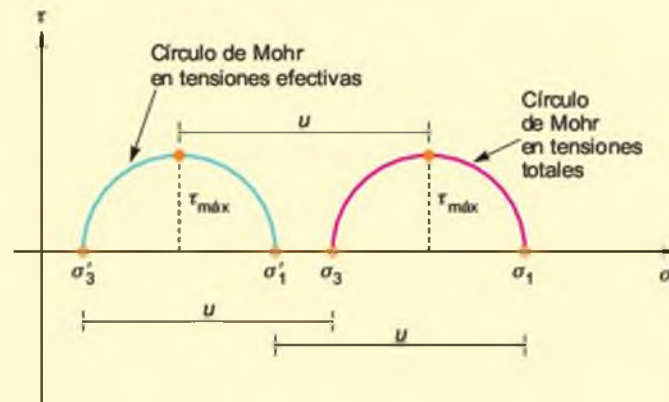
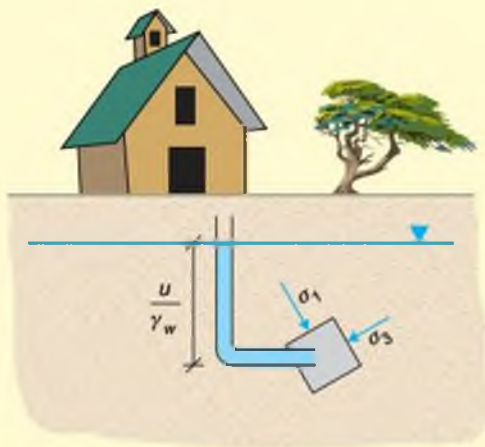
Las tensiones tangenciales y el postulado de Terzaghi

El postulado se refiere tan solo a las tensiones normales principales, y por extensión a las tensiones normales sobre cualquier otra orientación de ejes.

Cabría preguntarse qué ocurre con las tensiones tangenciales. Obsérvese para ello el estado tensional de un elemento de suelo saturado (se supone deformación plana, con sólo dos direcciones principales para mayor claridad). Sus tensiones totales principales σ_1 y σ_3 serán el resultado de los esfuerzos producidos durante su histo-

ria geológica más los añadidos por la carga del edificio construido en superficie. Conocidas dichas tensiones, se puede representar el círculo de Mohr correspondiente (en rojo en la Figura), que definirá completamente el estado de tensiones totales en el elemento de suelo. La tensión tangencial máxima vendrá dada por el radio del círculo:

$$\tau_{\max} = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2}$$



El postulado de Terzaghi y el círculo de Mohr.

Por otra parte, la **presión intersticial** u a la que hace referencia el postulado es la que marcaría un piezómetro situado a la profundidad del elemento. En la figura las condiciones del agua vienen definidas por un nivel freático, y por tanto se trata de condiciones hidrostáticas: en consecuencia, la altura de la columna de agua en el interior del piezómetro (u/γ_w) alcanzará la superficie del nivel freático. Aplicando el postulado de Terzaghi, las tensiones efectivas principales resultan:

$$\sigma'_1 = \sigma_1 - u; \quad \sigma'_3 = \sigma_3 - u$$

Con ellas se puede trazar un nuevo círculo de Mohr (en azul en la figura). Como puede apreciarse, es idéntico al de tensiones totales, pero se encuentra desplazado en el eje de abscisas en la magnitud u de la presión intersticial. En definitiva, las tensiones tangenciales son las mismas en tensiones totales y en tensiones efectivas.

El resultado anterior podría haberse demostrado de forma analítica a partir del mismo postulado, ya que:

$$\begin{aligned} \tau'_{\max} &= \frac{\sigma'_1 - \sigma'_3}{2} = \\ &= \frac{[(\sigma_1 - u) - (\sigma_3 - u)]}{2} = \frac{(\sigma_1 - u - \sigma_3 + u)}{2} = \\ &= \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} = \tau_{\max} \end{aligned}$$

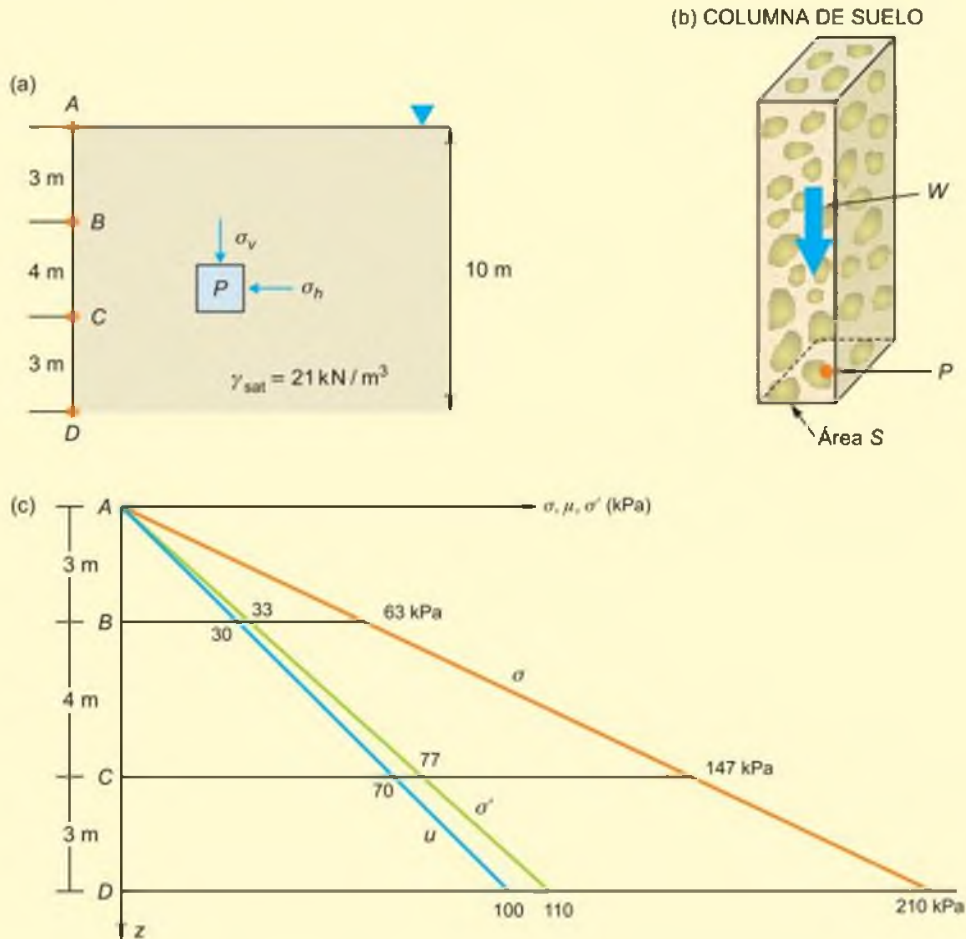
aunque quizás la explicación más sencilla derive del hecho de que, como es bien sabido, el agua no puede soportar tensiones de corte, de manera que las que existan en el suelo saturado han de ser absorbidas completamente por el esqueleto sólido del suelo.

Recuadro 2.6

Tensiones en un estrato de suelo homogéneo

El perfil estratigráfico de la Figura (a) está formado por un depósito de arenas finas de 10 m de espesor, cuyo peso específico saturado es 21 kN/m^3 . El nivel freático se sitúa en la superficie del terreno y las condiciones del

agua son hidrostáticas (sin circulación). Se pide dibujar las leyes de tensiones totales verticales, presiones intersticiales y tensiones efectivas verticales.



Solución:

a) Tensiones verticales totales

En situaciones como la mostrada en la Figura (a), con la superficie del terreno horizontal, resulta habitual suponer que las direcciones vertical y horizontal corresponden a direcciones principales de tensiones (ver elemento de suelo representado en la Figura (b)).

La tensión vertical total sobre una sección horizontal de suelo situada a una cierta profundidad z se puede definir como el peso (W) de la columna de suelo que gravita

sobre la sección, dividido por el área de la misma (S). Así, si se supone un punto P del terreno como el de la Figura (b), la tensión total vertical sobre él vendrá dada por:

$$\sigma_v = \frac{W}{S}$$

donde W será el resultado de sumar el peso de todos los materiales que forman la columna (las partículas sólidas del suelo y el agua que ocupa sus poros). Para clarificar este concepto, en la Figura (c) se han representado 4

puntos A, B, C y D, situados a diversas profundidades. A continuación se calculan sus tensiones verticales totales:

Punto A: está en superficie, de forma que se encuentra a presión atmosférica, y se adopta como presión de referencia:

$$\sigma_v^A = 0$$

Punto B: este punto se encuentra a $z = 3$ m de profundidad. El suelo que gravita sobre él está saturado y tiene un peso específico $\gamma_{sat} = 21 \text{ kN/m}^3$ (nótese que peso específico incluye el peso de las partículas y del agua que contienen sus poros). De esta manera, suponiendo un área horizontal $S = 1 \text{ m}^2$ para la columna de suelo:

$$\sigma_v^B = \frac{W}{S} = \frac{\gamma_{sat} \cdot z_B \cdot 1 \cdot 1}{1} = \gamma_{sat} \cdot z_B = 63 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

En resumen, la tensión vertical total en un punto del suelo situado a una profundidad z es igual al peso específico del terreno situado sobre él multiplicada por la profundidad z a la que se encuentra.

Punto C: este punto está a $z = 7$ m de profundidad en el mismo estrato saturado. Su tensión vertical total será por lo tanto:

$$\sigma_v^C = \gamma_{sat} \cdot z_C = 21 \cdot 7 = 147 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

La tensión vertical total en C también puede expresarse como la tensión del punto B anterior, más la originada por el peso de la columna de suelo situada entre B y C, es decir:

$$\sigma_v^C = \sigma_v^B + \gamma_{sat} \cdot (z_C - z_B) = 63 + 21 \cdot 4 = 147 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Esta forma de calcular las tensiones tiene su aplicación directa cuando se trata de varios estratos, en los que la densidad de las capas varía.

Punto D: haciendo uso de los conceptos anteriores:

$$\sigma_v^D = \sigma_v^C + \gamma_{sat} \cdot (z_D - z_C) = 147 + 21 \cdot 3 = 210 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

b) Presiones intersticiales

Al encontrarse el agua en condiciones hidrostáticas, la presión intersticial a una profundidad z bajo el nivel freático viene dada por el peso específico del agua multiplicada por dicha profundidad. Tomando $\gamma_w = 10 \text{ kN/m}^3$, se tendrá:

$$u_A = 0 \text{ (en la superficie del nivel freático, a presión atmosférica)}$$

$$u_B = \gamma_w \cdot 3 = 10 \cdot 3 = 30 \text{ kN/m}^2$$

$$u_C = \gamma_w \cdot 7 = 10 \cdot 7 = 70 \text{ kN/m}^2$$

$$u_D = \gamma_w \cdot 10 = 10 \cdot 10 = 100 \text{ kN/m}^2$$

c) Tensiones efectivas

Por último, empleando el postulado de Terzaghi se tiene:

$$\sigma_v^{\prime A} = \sigma_v^A - u_A = 0$$

$$\sigma_v^{\prime B} = \sigma_v^B - u_B = 63 - 30 = 33 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_v^{\prime C} = \sigma_v^C - u_C = 147 - 70 = 77 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_v^{\prime D} = \sigma_v^D - u_D = 210 - 100 = 110 \text{ kN/m}^2$$

Las leyes correspondientes se encuentran dibujadas en la figura anterior.

del suelo en la misma magnitud, y el esqueleto sólido del suelo no percibiría cambio alguno:

$$\sigma_{inicial}^{\prime} = \sigma_{inicial} - u_{inicial}$$

si $\Delta\sigma = \Delta u = K$ (siendo K una constante)

$$\begin{aligned} \sigma_{final}^{\prime} &= \sigma_{inicial} + \Delta\sigma - (u_{inicial} + \Delta u) = \\ &= \sigma_{inicial} + K - u_{inicial} - K = \sigma_{inicial} - u_{inicial} = \sigma_{inicial}^{\prime} \end{aligned}$$

Fuerzas de filtración. Sifonamiento

Resulta intuitivo comprender que el agua en movimiento a través del terreno induce sobre éste una fuer-

za que tiende a arrastrarlo. De hecho, como se ha expuesto anteriormente, para que exista flujo es necesaria una diferencia de altura piezométrica, de manera que el agua circule desde puntos de mayor carga (h_A) hacia puntos de menor carga (h_B). La diferencia $\Delta h = h_A - h_B$ representa el trabajo o energía gastados en resistir la fuerza de arrastre del agua al moverse a través de los pequeños poros del suelo.

Así, si las fuerzas que se resisten al flujo son menores que la fuerza erosiva de éste, las partículas de suelo podrán ser arrastradas por el agua. Este fenómeno puede originar serios problemas en diversas aplicaciones geotécnicas (Figura 2.22).

Las fuerzas resistentes a la erosión dependen de la cohesión del suelo, de su granulometría, compacidad y densidad, siendo las arenas finas uniformes y flojas, los suelos más susceptibles de sufrir el arrastre del

Recuadro 2.7

Tensiones en un suelo estratificado

La columna estratigráfica bajo la superficie horizontal de un ancho valle está formada por 3 m de gravas gruesas situadas sobre un depósito de 12 m de arcilla. Bajo las arcillas se encuentra un estrato de areniscas fisuradas de permeabilidad elevada. Las condiciones hidrogeológicas resultan hidrostáticas, con un nivel freático situado a 0,60 m bajo la superficie del terreno. Las densidades aparentes de los distintos estratos de suelo son:

— Gravatas (por encima del N.F.):

$$\gamma_R^1 = 16,8 \text{ kN/m}^3$$

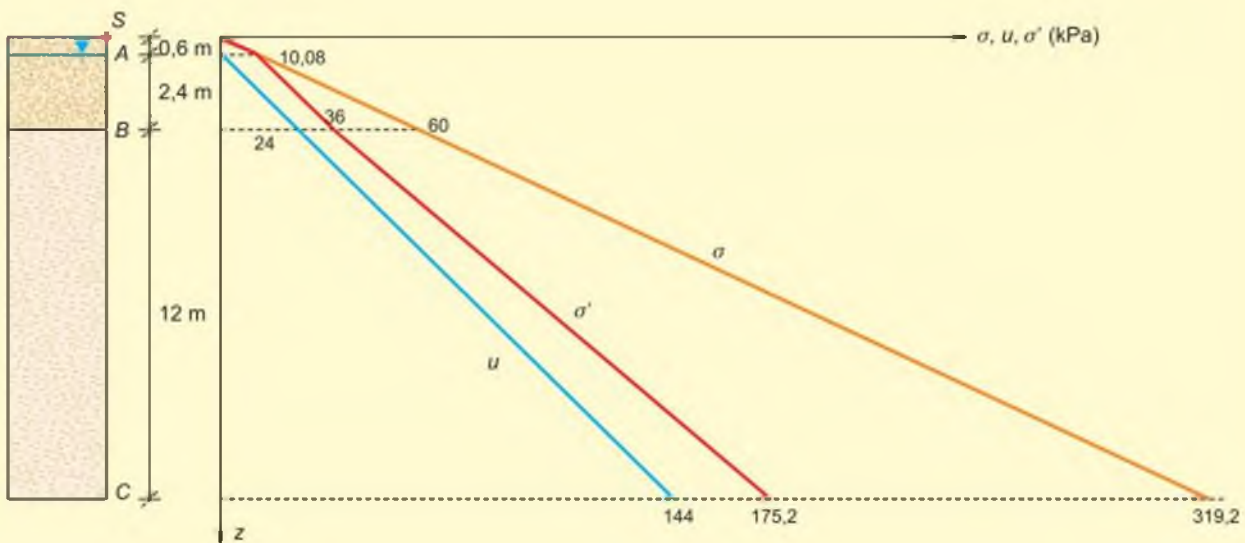
— Gravatas saturadas (por debajo del N.F.):

$$\gamma_R^2 = 20,8 \text{ kN/m}^3$$

— Arcilla (saturada):

$$\gamma_a = 21,6 \text{ kN/m}^3$$

Se pide dibujar las leyes de tensiones verticales totales, presiones intersticiales y tensiones verticales efectivas en las capas de suelo ($\gamma_w = 10 \text{ kN/m}^3$).



Solución:

Se toman S, A, B y C como puntos de referencia para el cálculo. Como puede apreciarse, en estos puntos se produce un cambio, ya sea por la existencia del nivel freático o por la estratigrafía.

a) Tensiones verticales totales

Punto S: se encuentra en superficie. Por lo tanto:

$$\sigma_v^S = 0$$

Punto A:

$$\sigma_v^A = \gamma_R^1 \cdot z_A = 16,8 \cdot 0,6 = 10,08 \text{ kPa}$$

Punto B:

$$\sigma_v^B = \sigma_v^A + \gamma_R^2 \cdot (z_B - z_A) = 10,08 + 20,8 \cdot 2,4 = 60 \text{ kPa}$$

Punto C:

$$\sigma_v^C = \sigma_v^B + \gamma_a \cdot (z_C - z_B) = 60 + 21,6 \cdot 12 = 319,2 \text{ kPa}$$

b) Presiones intersticiales

$u_S = 0$ (a presión atmosférica)

$u_A = 0$ (superficie del N.F., a presión atmosférica)

$$u_B = \gamma_w \cdot (z_B - z_A) = 10 \cdot 2,4 = 24 \text{ kPa}$$

$$u_C = \gamma_w \cdot (z_C - z_A) = 10 \cdot 14,4 = 144 \text{ kPa}$$

c) Tensiones verticales efectivas

$$\sigma_v'^S = \sigma_v^S - u_S = 0$$

$$\sigma_v'^A = \sigma_v^A - u_A = 10,08 - 0 = 10,08 \text{ kPa}$$

$$\sigma_v'^B = \sigma_v^B - u_B = 60 - 24 = 36 \text{ kPa}$$

$$\sigma_v'^C = \sigma_v^C - u_C = 319,2 - 144 = 175,2 \text{ kPa}$$

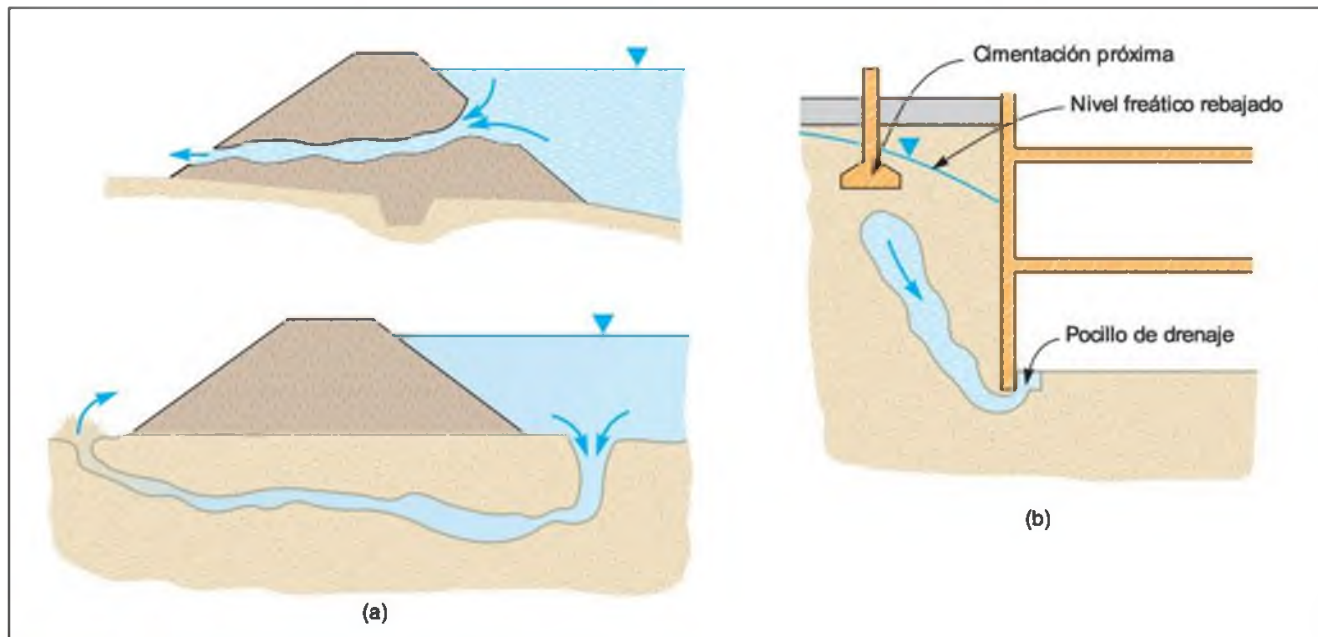


Figura 2.22 a) Tubificación de una presa de materiales por erosión interna (modificado de Jiménez Salas et al., 1976).
b) Tubificación de una excavación por erosión interna (Uriel, 1982).

agua. Por su parte, la fuerza de arrastre del agua depende del gradiente hidráulico ($i = \Delta h/l$).

Como muestra la Figura 2.22, este fenómeno suele producirse de forma localizada, lo que es debido a la heterogeneidad del terreno, tanto natural como compactado, a la existencia de fisuras y a otros mecanismos que dan lugar en definitiva a que el flujo no resulte homogéneo.

Si se produce una concentración de flujo (y gradiente) suficiente en las proximidades de la superficie «de salida» del flujo, las primeras partículas de suelo pueden ser arrastradas. A continuación, al mantenerse aproximadamente la diferencia de altura piezométrica (Δh) pero disminuir el recorrido de la filtración (L) por la pérdida de suelo, se incrementa el gradiente y también la fuerza erosiva. De esta forma, el mecanismo de erosión puede progresar hacia el interior del terreno hasta, en caso extremo, conducir a la ruina de la propia obra o de las adyacentes.

Para establecer la susceptibilidad de un suelo frente a la erosión interna se pueden llevar a cabo ensayos específicos de laboratorio (véase el Apartado 2.9).

Desde un punto de vista teórico, la forma más sencilla y clásica de establecer las condiciones de equilibrio del suelo frente a las fuerzas de filtración es la mostrada en la Figura 2.23. En ella se representan tres situaciones posibles de flujo vertical en un sencillo dispositivo llamado permeámetro de carga constante.

Se trata de un recipiente en donde se encuentra una masa de suelo de altura (L), que se supondrá constituido por una arena fina, confinado entre dos rejillas. Por encima del suelo existe una lámina de agua libre, cuya cota se mantiene constante en todo momento (punto D). Por debajo del suelo el permeámetro se conecta a un conducto que termina en otro recipiente anexo, siempre lleno de agua (hasta el punto A), pero que puede moverse hacia arriba o hacia abajo a voluntad. Finalmente, desde el interior de la masa de suelo se pueden disponer unos piezómetros abiertos ($P1$, $P2$ y $P3$). Tomando como plano de referencia ($z = 0$) la cota inferior de la masa de suelo, resulta sencillo controlar en todo momento las alturas piezométricas. Basta para ello con colocar una regleta graduada como la mostrada en la Figura 2.23 y recordar que la cota de agua leída en la regleta será igual a la altura piezométrica ($h = z + u/\gamma_w$).

En el caso de la Figura 2.23a) la cota de agua del recipiente anexo (A) se hace coincidir con la cota de agua en el permeámetro (D), de manera que resulta inmediato comprobar que las condiciones son hidrostáticas, sin flujo de agua:

$$h_A = h_B = h_C = h_D = h_{P1, P2, P3}$$

lo que puede comprobarse fácilmente sin más que observar que los niveles de agua en el permeámetro, el recipiente anexo y en los piezómetros alcanzan la

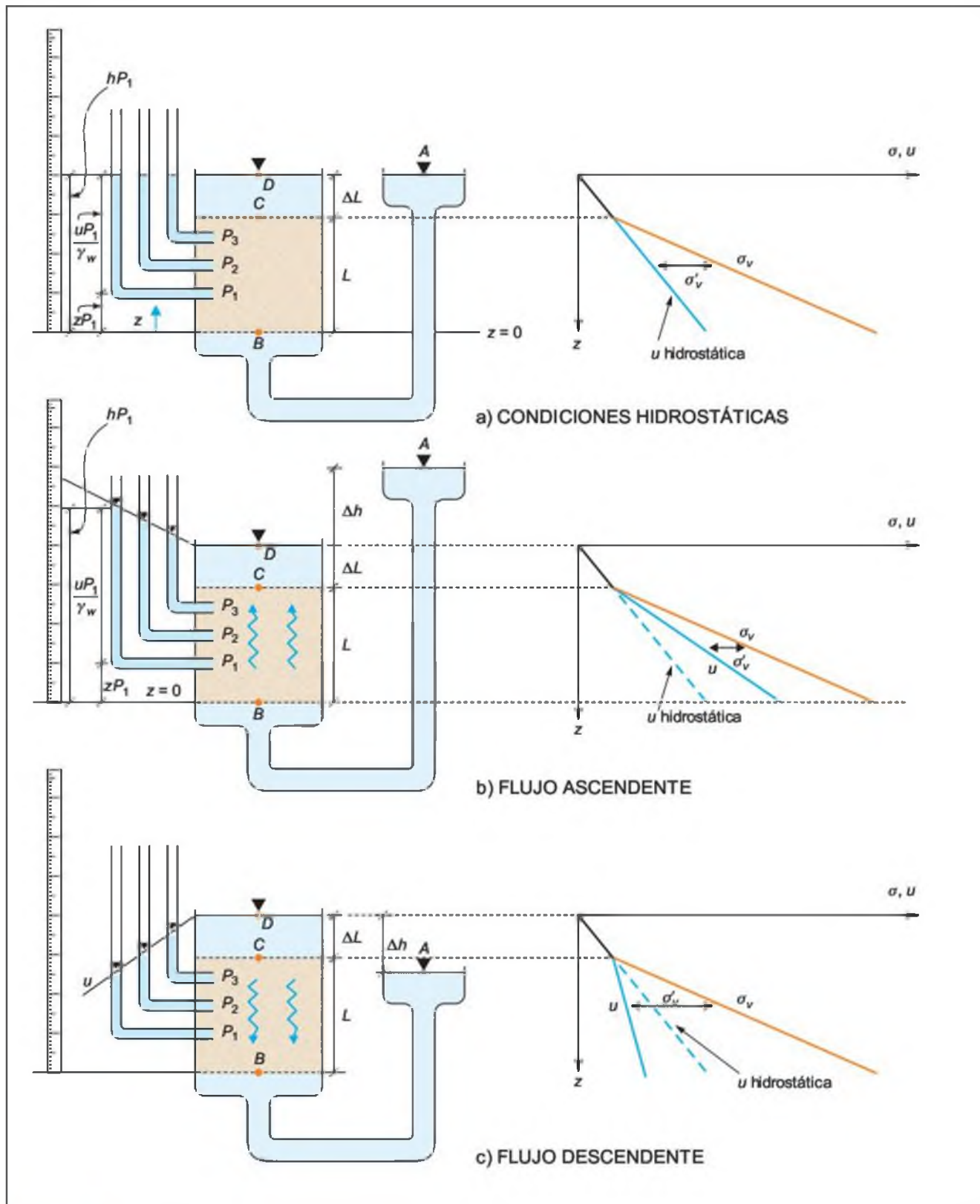


Figura 2.23 Condiciones de equilibrio en presencia de filtración.

misma cota. Las presiones intersticiales en los puntos extremos de suelo resultarán:

$$h_A = z_A + \frac{u_A}{\gamma_w} = z_A =$$

$$= L + \Delta L \begin{cases} h_A = h_C = z_C + \frac{u_C}{\gamma_w} = L + \frac{u_C}{\gamma_w} \Rightarrow u_C = \Delta L \cdot \gamma_w \\ h_A = h_B = z_B + \frac{u_B}{\gamma_w} = 0 + \frac{u_B}{\gamma_w} \Rightarrow u_B = (L + \Delta L) \cdot \gamma_w \end{cases}$$

las presiones totales verticales:

$$\sigma_{vC} = \Delta L \gamma_w$$

$$\sigma_{vB} = \Delta L \gamma_w + L \gamma_{sat}$$

y las tensiones efectivas verticales:

$$\sigma'_{vC} = \sigma_{vC} - u_C = 0$$

$$\sigma'_{vB} = \sigma_{vB} - u_B = L \cdot (\gamma_{sat} - \gamma_w)$$

La Figura 2.23b) muestra una situación en la que el recipiente anexo se encuentra a una altura Δh por encima de la superficie libre del permeámetro, lo que establece una diferencia de carga o altura piezométrica. Asumiendo que no se producen pérdidas de carga en los recorridos sin suelo (tramos AB y CD), se tendrá:

$$\text{Punto B: } h_B = h_A = z_A + \frac{u_A}{\gamma_w} = z_A = L + \Delta L + \Delta h$$

$$\text{Punto C: } h_C = h_D = z_D + \frac{u_D}{\gamma_w} = z_D = L + \Delta L$$

de forma que la diferencia de altura piezométrica es precisamente igual a Δh , el flujo resulta ascendente en la masa de suelo ($h_B > h_C$) y el gradiente hidráulico producido será: $i = \Delta h/L$.

Otra forma sencilla de comprobar las condiciones de flujo es observar directamente los piezómetros. En la Figura 2.23b) se aprecia claramente que la cota de agua en el piezómetro $P1$ es mayor que en el $P2$, y ésta a su vez mayor que en el $P3$, lo que indica que $h_{P1} > h_{P2} > h_{P3}$ y que el flujo es ascendente. El gradiente se puede también determinar de forma directa, sin más que leer las alturas del agua de cada piezómetro en la regleta, que se recuerda son directamente las alturas piezométricas, y dividir por los recorridos del

agua entre piezómetros, que no son más que las diferencias en altura geométrica:

$$i = \frac{h_{P1} - h_{P2}}{z_2 - z_1} = \frac{h_{P2} - h_{P3}}{z_3 - z_2} = \frac{h_{P1} - h_{P3}}{z_3 - z_1}$$

Con respecto a las presiones intersticiales en los puntos extremos de la masa de suelo se tendrá:

$$h_B = h_A = L + \Delta L + \Delta h = z_B + \frac{u_B}{\gamma_w} = 0 + \frac{u_B}{\gamma_w} \Rightarrow$$

$$\Rightarrow u_B = (L + \Delta L + \Delta h) \cdot \gamma_w$$

$$h_C = h_D = L + \Delta L = z_C + \frac{u_C}{\gamma_w} = L + \frac{u_C}{\gamma_w} \Rightarrow$$

$$\Rightarrow u_C = \Delta L \cdot \gamma_w$$

Como se deduce de las relaciones anteriores y de las columnas piezométricas de la Figura 2.23, en la situación planteada de flujo ascendente las presiones intersticiales en la masa de suelo resultan superiores a las de la condición hidrostática. Habida cuenta de que las tensiones totales verticales no han sufrido variación alguna (se conserva la misma altura de suelo saturado sobre cada punto y la misma lámina de agua CD), las tensiones efectivas verticales habrán disminuido. Así, en el punto B se tendrá:

$$\sigma'_{vB} = \sigma_{vB} - u_B = (\Delta L \cdot \gamma_w + L \cdot \gamma_{sat}) - (L + \Delta L + \Delta h) \cdot \gamma_w$$

$$\sigma'_{vB} = L \cdot (\gamma_{sat} - \gamma_w) - \Delta h \cdot \gamma_w$$

La expresión anterior sugiere que si se aumenta lo suficiente la diferencia de carga Δh se podrían llegar a anular las tensiones efectivas del suelo, situación que se conoce como **sifonamiento**. En estas condiciones, un suelo sin cohesión pierde completamente su resistencia al corte y pasa a comportarse como un fluido. Un ejemplo típico de este caso son las arenas movedizas.

La expresión anterior se puede formular en función del gradiente hidráulico $i = \Delta h/L$:

$$\sigma'_{vB} = L \cdot (\gamma_{sat} - \gamma_w) - i \cdot L \cdot \gamma_w = L \cdot (\gamma_{sat} - \gamma_w - i \cdot \gamma_w)$$

de forma que el sifonamiento se alcanzaría para un gradiente determinado i_C , llamado **gradiente crítico**:

$$\gamma_{sat} - \gamma_w - i_C \cdot \gamma_w = 0 \Rightarrow i_C = \frac{\gamma_{sat} - \gamma_w}{\gamma_w}$$

Si se tiene en cuenta que un orden de magnitud habitual para el peso específico saturado de un suelo es $\gamma_{sat} = 20 \text{ kN/m}^3$ y que el peso específico del agua es



Recuadro 2.8

Condición de sifonamiento

La columna estratigráfica bajo la superficie horizontal de un ancho valle está formada por 3 m de gravas gruesas situadas sobre un depósito de 12 m de arcilla. Bajo las arcillas aparece un estrato de areniscas fisuradas de permeabilidad elevada. El nivel freático en la capa de gravas se sitúa a 0,60 m bajo la superficie del terreno. De otro lado, en el sustrato de areniscas el agua se encuentra en condiciones artesianas, con una altura piezométrica de 6 m por encima de la superficie del terreno. Las densidades aparentes de los distintos estratos de suelo son:

— Gravass (por encima del N.F.):

$$\gamma_s^1 = 16,8 \text{ kN/m}^3$$

— Gravass saturadas (por debajo del N.F.):

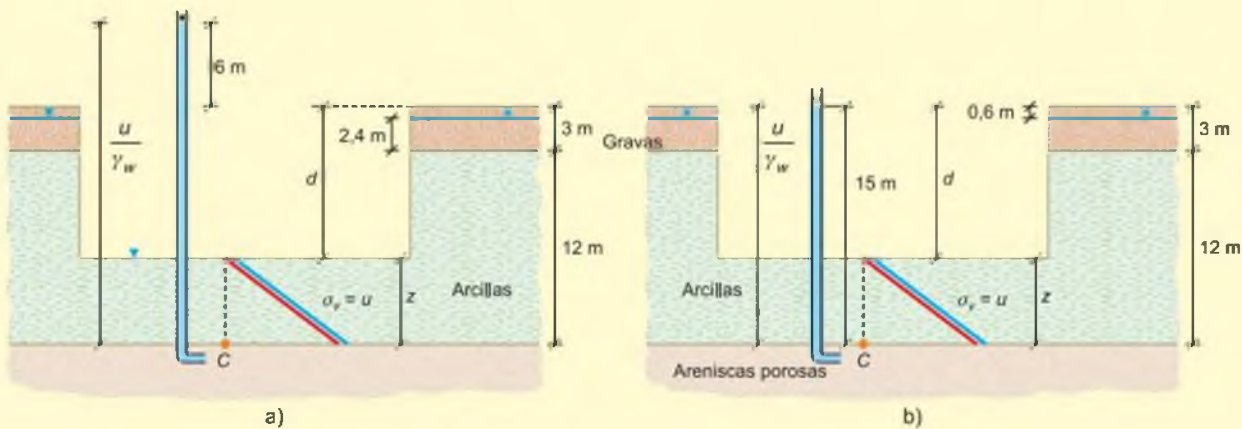
$$\gamma_s^2 = 20,8 \text{ kN/m}^3$$

— Arcilla (saturada):

$$\gamma_a = 21,6 \text{ kN/m}^3$$

Es necesario realizar una gran excavación en seco en el valle, para lo cuál la cota de agua en el interior de la excavación ha de situarse en el fondo de la misma. Se pide determinar a qué profundidad se alcanzarían las condiciones de sifonamiento:

- Si se mantienen las condiciones artesianas de las areniscas.
- Si se instalan pozos de alivio que depriman la altura piezométrica en las areniscas 6 m (peso específico del agua $\gamma_w = 9,81 \text{ kN/m}^3$).



Solución:

- Las condiciones artesianas en el sustrato de areniscas indican que si se instala un piezómetro en un punto como el C, el agua subiría hasta 6 m por encima de la superficie del valle. Es decir:

$$\frac{u_C}{\gamma_w} = 6 \text{ m} \Rightarrow u_C = 6 \cdot 9,81 = 58,86 \text{ kPa}$$

Por otra parte, la tensión total vertical en C resulta:

$$\sigma_{vC} = 21,6 \cdot z$$

El sifonamiento se producirá cuando:

$$\sigma'_{vC} = \sigma_{vC} - u_C = 0 \Rightarrow \sigma_{vC} = u_C$$

de manera que igualando las dos expresiones anteriores se tendrá:

$$z = \frac{206,01}{21,6} = 9,54 \text{ m} \Rightarrow d = 15 - 9,54 = 5,46 \text{ m}$$

- Operando de la misma manera que en el caso anterior:

$$\frac{u_C}{\gamma_w} = 15 \text{ m} \Rightarrow u_C = 15 \cdot 9,81 = 147,15 \text{ kPa}$$

$$\sigma_{vC} = 21,6 \cdot z$$

$$z = \frac{147,15}{21,6} = 6,81 \text{ m} \Rightarrow d = 15 - 6,81 = 8,19 \text{ m}$$

próxima a $\gamma_w = 10 \text{ kN/m}^3$, el gradiente crítico suele encontrarse en torno a $i_c = 1$.

Las situaciones representadas en la Figura 2.22 pueden considerarse como casos particulares o localizados del sifonamiento general descrito, debidas a la heterogeneidad del terreno. Es evidente que en problemas reales que impliquen un flujo de agua se ha de comprobar que se cuenta con un grado de seguridad suficiente frente a fenómenos de este tipo.

Por último, la Figura 2.23c) muestra una tercera alternativa de flujo, en la que la lámina de agua del recipiente anexo se encuentra por debajo de la lámina de agua del permeámetro. En estas circunstancias la diferencia de altura piezométrica Δh originada es contraria a la del caso anterior. Las presiones intersticiales en los puntos extremos de dicha masa serán:

$$\text{Punto B: } h_B = h_A = z_A + \frac{u_A}{\gamma_w} = z_A = L + \Delta L - \Delta h$$

$$\text{Punto C: } h_C = h_D = z_D + \frac{u_D}{\gamma_w} = z_D = L + \Delta L$$

La diferencia de altura piezométrica es igual a Δh , pero en esta ocasión el flujo resulta descendente en la masa de suelo ($h_C > h_B$) con gradiente hidráulico $i = \Delta h/L$.

De nuevo, observando los piezómetros se aprecia directamente que la cota de agua en el piezómetro P3 es mayor que en el P2, y ésta a su vez mayor que en el P1, lo que indica que $h_{P3} > h_{P2} > h_{P1}$ y que el flujo es descendente. Como en el caso anterior, el gradiente se puede también determinar de forma directa a partir de los piezómetros.

Con relación a las leyes de tensiones en los puntos extremos de la masa de suelo, con respecto a las presiones intersticiales, se tendrá:

$$h_B = h_A = L + \Delta L - \Delta h = z_B + \frac{u_B}{\gamma_w} = 0 + \frac{u_B}{\gamma_w} \Rightarrow$$

$$\Rightarrow u_B = (L + \Delta L - \Delta h) \cdot \gamma_w$$

$$h_C = h_D = L + \Delta L = z_C + \frac{u_C}{\gamma_w} = L + \frac{u_C}{\gamma_w} \Rightarrow$$

$$\Rightarrow u_C = \Delta L \cdot \gamma_w$$

Las presiones intersticiales en la masa de suelo resultan inferiores a las de la condición hidrostática y por tanto las tensiones efectivas verticales habrán aumentado.

Así, en el punto B se tendrá:

$$\sigma'_{iB} = \sigma_{iB} - u_B = (\Delta L \cdot \gamma_w + L \cdot \gamma_{sat}) - (L + \Delta L - \Delta h) \cdot \gamma_w$$

$$\sigma'_{iB} = L \cdot (\gamma_{sat} - \gamma_w) + \Delta h \cdot \gamma_w$$

Aplicación de cargas sobre suelos saturados

El concepto de la consolidación

Cuando se aplican cargas sobre el terreno se producen cambios inmediatos en las tensiones totales que actúan sobre él ($\Delta\sigma$). Si el suelo se encuentra saturado el postulado de Terzaghi establece que estos incrementos de tensión total podrán dirigirse a incrementar las tensiones efectivas y/o las presiones intersticiales, pero siempre de forma que se cumpla la ecuación fundamental del postulado, es decir:

— Antes de la carga:

$$\sigma_0 = \sigma'_0 + u_0$$

— Tras la carga:

$$\sigma_0 + \Delta\sigma = (\sigma'_0 + \Delta\sigma') + (u_0 + \Delta u)$$

— Por lo tanto:

$$\Delta\sigma = \Delta\sigma' + \Delta u$$

El efecto de una carga no infinitamente extensa está limitado a una cierta zona de influencia en sus proximidades (Figura 2.24); en consecuencia sólo esa zona del suelo sufrirá los cambios de tensión y, en particular, la eventual sobrepresión intersticial (Δu) generada por la carga. En el resto, las condiciones iniciales de equilibrio (σ_0, u_0) se mantendrán inalteradas.

Como se ha descrito en el Apartado 2.3, la diferencia de presión intersticial (y de altura piezométrica h) así producida dará lugar a un flujo de agua, que se dirigirá desde el interior de la zona de influencia (mayor h) hacia el exterior de la misma (menor h). El

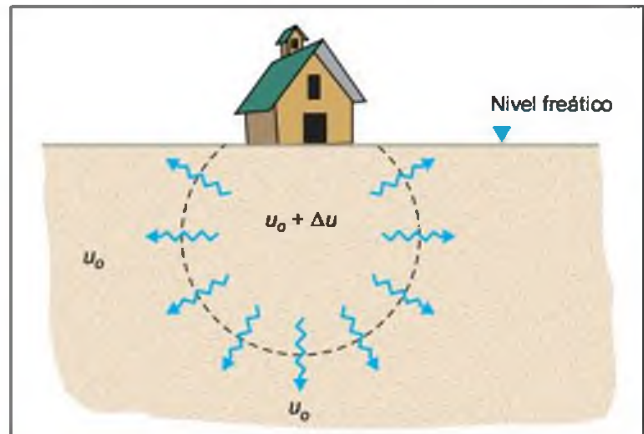


Figura 2.24 Sobrepresión intersticial inducida por la aplicación de una carga en el terreno (Lancellotta, 1991).

proceso será lógicamente transitorio, ya que a medida que se produzca el flujo de agua irá disminuyendo la sobrepresión intersticial en el interior de la zona de influencia. De hecho, el flujo cesará cuando ya no existan sobrepresiones intersticiales y se alcancen de nuevo en toda la masa de suelo las condiciones de equilibrio que marquen las condiciones hidrogeológicas de contorno ($u = u_0$; $\Delta u = 0$). Expresando estas ideas mediante el postulado de Terzaghi, que se ha de cumplir en todo momento, se tendrá:

- Inmediatamente tras la aplicación de la carga

$$\Delta\sigma = \Delta\sigma'_{inicial} + \Delta u_{inicial}$$

- Transcurrido un cierto tiempo t

$$\Delta\sigma = \Delta\sigma'_t + \Delta u_t$$

donde:

$$\Delta u_t < \Delta u_{inicial} \Rightarrow \Delta\sigma'_t > \Delta\sigma'_{inicial}$$

- Finalmente al alcanzar el equilibrio:

$$\Delta\sigma = \Delta\sigma'_{final} + \Delta u_{final}$$

$$\Delta u_{final} = 0$$

$$\Delta\sigma = \Delta\sigma'_{final}$$

En definitiva, las fases que tienen lugar al cargar un suelo saturado son:

1. La aplicación de carga origina de forma inmediata un incremento de tensión total ($\Delta\sigma$) en una cierta zona del terreno, cercana al punto o área de aplicación de la carga.
2. Según el postulado de Terzaghi, $\Delta\sigma$ se divide instantáneamente en una cierta combinación inicial de incremento de tensiones efectivas $\Delta\sigma'_{inicial}$ e incremento de presión intersticial $\Delta u_{inicial}$.
3. La aparición de $\Delta u_{inicial}$ produce una diferencia de altura piezométrica en el suelo, y por tanto da lugar a un flujo de agua.
4. A medida que progresa el flujo disminuye la sobrepresión intersticial $\Delta u_{inicial}$ en el interior de la zona de influencia y la tensión efectiva aumenta en la misma medida para cumplir el postulado.
5. Cuando finalmente se alcanza el equilibrio y desaparece la sobrepresión intersticial ($\Delta u = 0$), todo el incremento de tensión total aplicado en origen se habrá transformado íntegramente en tensión efectiva.

El proceso descrito de disipación de excesos de presión intersticial generados por una aplicación de carga en el terreno se denomina consolidación.

Como en todo problema de filtraciones, la mayor o menor facilidad para que se produzca el flujo y la correspondiente disipación de la sobrepresión intersticial dependerá de la permeabilidad del terreno. Así, en un suelo granular de permeabilidad elevada, el flujo será muy rápido y la disipación ocurrirá de forma prácticamente simultánea con la aplicación de la carga (consolidará rápidamente). Por el contrario, en una arcilla de muy baja permeabilidad el flujo será lento, y la disipación se podrá dilatar a lo largo de un periodo de tiempo considerable (consolidará lentamente).

Conceptos de carga sin drenaje y con drenaje

De los mecanismos descritos anteriormente derivan dos conceptos fundamentales de la práctica habitual en ingeniería geológica: las condiciones de carga «sin drenaje» (a veces llamada carga a «corto plazo»), y las condiciones de carga «con drenaje» (también denominada de forma confusa a «largo plazo»).

En el ejemplo mostrado en la Figura 2.24, se ha explicado que si el estrato de suelo saturado está compuesto por un terreno de baja permeabilidad, el flujo transitorio inducido por la sobrepresión intersticial podrá dilatarse mucho en el tiempo. Así, cuanto menos permeable sea el suelo, más lento será el flujo y más tiempo tardarán en disiparse los excesos de presión de poros para alcanzar el equilibrio final definido por las condiciones de contorno hidrogeológicas.

De hecho, en suelos muy poco permeables como las arcillas, es razonable suponer que, inmediatamente después de la aplicación de una carga instantánea, apenas se produce una circulación apreciable de agua y, por lo tanto, apenas se disipa el exceso de presión intersticial originado por aquella. Estas condiciones se suelen denominar de carga «sin drenaje», ya que el agua con sobrepresión no ha tenido tiempo para «salir» de la zona de influencia (no ha drenado). Como concepto complementario, si se recuerda que en un suelo saturado todo cambio de volumen está necesariamente asociado a una variación del volumen de sus huecos a través de la expulsión o absorción de agua, resulta inmediato comprender que en condiciones de carga sin drenaje el volumen del suelo no varía.

El concepto de carga sin drenaje es un término relativo, ya que la mayor o menor facilidad para que se produzca el flujo (drenaje) tras la carga y la consecuente disipación de excesos de presión de poros

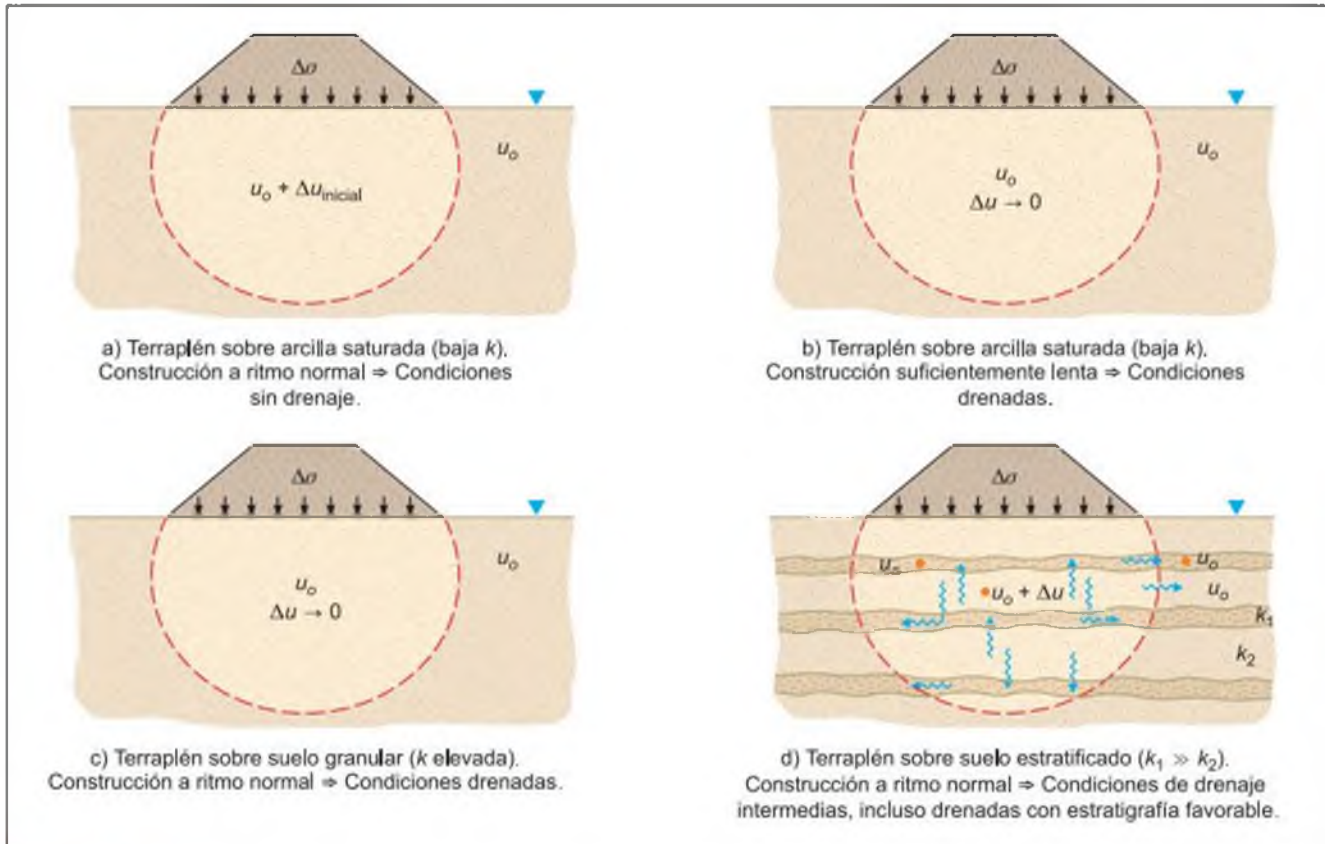


Figura 2.25 Condiciones de drenaje durante la aplicación de una carga en función de la permeabilidad del terreno, de la velocidad de construcción y de la estratigrafía.

dependerá de una serie de factores tales como (Figura 2.25):

- La permeabilidad del terreno.
- La velocidad de aplicación de la carga.
- La proximidad de zonas o capas drenantes.

Así, cuando se construye a ritmo normal un terraplén sobre un potente estrato de arcillas saturadas de baja permeabilidad, es habitual asumir condiciones de carga sin drenaje para el estudio de su estabilidad (hipótesis que suele ser la más desfavorable). Evidentemente no puede decirse que la carga sea «instantánea», ya que el proceso de construcción de un terraplén supone el extendido y compactación de un buen número de capas o tongadas de tierra, lo que lleva bastantes días o semanas. Sin embargo, si el terreno es muy poco permeable, el proceso normal de construcción puede resultar lo suficientemente rápido como para que no se produzca un drenaje significativo de la zona de influencia del terraplén, y por lo tanto sea razonable asumir condiciones sin drenaje. En otras palabras, la baja permeabilidad del suelo da lugar a que una velocidad de construcción normal pue-

da considerarse como «rápida» o «inmediata» en términos geotécnicos, aunque no lo sea en términos reales de tiempo.

En contraste con el ejemplo anterior, si en el mismo suelo se levantara el terraplén tan lentamente como para dar tiempo a que se fueran disipando progresiva y completamente los excesos de presión intersticial generados en cada momento, a pesar de la impermeabilidad del suelo el proceso de carga sería lo suficientemente lento como para poder considerar **condiciones drenadas** (más favorables para la estabilidad). En realidad se trataría de un proceso en el que se aplicarían pequeños incrementos o escalones «instantáneos» de carga, dejando tiempo para la disipación (consolidación) entre ellos. De esta manera se limitarían las sobrepresiones intersticiales en la zona de influencia bajo el terraplén, que como máximo serían las correspondientes a cada pequeño escalón de carga en lugar de las producidas por toda la altura de terraplén.

Siguiendo con el mismo ejemplo, si se construyera el terraplén sobre un suelo muy permeable, por ejemplo una arena media a gruesa, la disipación de la so-

brepresión de poros y la producción de flujo hasta alcanzar el equilibrio ocurrirían muy rápidamente, de forma casi simultánea con la aplicación de la carga. A efectos prácticos se podría considerar, por tanto, que los incrementos de tensión total aplicados se transforman inmediatamente en incrementos de tensión efectiva. En estas circunstancias, a pesar de que la carga se aplicase «rápidamente», las condiciones serían «drenadas o con drenaje», ya que el agua con sobrepresión de la zona de influencia podría «salir» (drenar) de forma casi inmediata.

Por último, la existencia de capas drenantes próximas a la zona con exceso de presión intersticial aceleraría considerablemente el proceso de disipación, ya que en definitiva facilitaría el flujo de agua. Este podría ser el caso de un suelo estratificado en el que alternen capas arcillosas de baja permeabilidad junto con capas granulares de permeabilidad elevada. En esta situación las condiciones de carga podrían suponerse incluso drenadas, dependiendo de la proximidad de los horizontes permeables y de la velocidad de construcción.

La realidad en un instante cualquiera será siempre intermedia entre las condiciones sin drenaje y con drenaje, que representan los puntos extremos del proceso transitorio de disipación de sobrepresiones intersticiales tras la carga. Como se verá más adelante, el suelo muestra resistencias al corte diferentes en función de las condiciones de drenaje. Esta apreciación resulta inmediata a partir de la segunda parte del postulado de Terzaghi, que establece que «cualquier efecto medible debido a un cambio de tensiones, tal como la compresión, la distorsión o la modificación de la resistencia al corte de un suelo, es debido exclusivamente a cambios en las tensiones efectivas». Así, dado que las tensiones efectivas varían a lo largo del proceso transitorio de disipación, también variará la resistencia al corte del terreno. En consecuencia, en la práctica resultará importante poder discernir cuáles son las condiciones aplicables a cada problema particular.

Tensiones inducidas en el suelo saturado por procesos de carga sin drenaje

A partir del postulado de Terzaghi resulta evidente el interés en conocer cómo se reparten $\Delta\sigma'$ y Δu durante todo el proceso transitorio que nace tras la aplicación de una carga, ya que en función de su evolución el suelo sufrirá efectos perceptibles (deformación, cambios en resistencia, etc). En el apartado anterior se ha visto que en el caso de suelos de baja permeabilidad, un instante de particular interés es el «inmediatamente» posterior a la aplicación del incremento de tensión total, que puede asimilarse a condiciones sin drenaje.

La reproducción en laboratorio de estas condiciones es bastante sencilla, ya que basta con emplear ensayos en los que se impida que el agua entre o salga de la probeta de suelo. Alternativamente, también se puede acudir a realizar ensayos «rápidos», de manera que la velocidad de aplicación de la carga permita asegurar la práctica ausencia de drenaje. La dificultad principal radica, sin embargo, en que el reparto de tensiones no es único, sino que depende de la forma de sollicitación.

Para aclarar este concepto, en la Figura 2.26 se han representado los sistemas de carga más habituales, y sus condiciones de contorno (en tensiones y deformaciones), en condiciones drenadas. En el Cuadro 2.4 se resumen los repartos iniciales de tensión cuando se impide el drenaje.

Considérese en primer lugar el caso más sencillo de carga isótropa, en la que se somete al suelo a un incremento de tensiones totales iguales según tres direcciones principales. Si el suelo se encuentra saturado ($B = 1$), en ausencia de drenaje todo el incremento de tensión total se transmite al líquido intersticial, y por lo tanto las tensiones efectivas no varían:

$$\Delta\sigma_1 = \Delta\sigma_2 = \Delta\sigma_3 = \Delta\sigma = \Delta u \Rightarrow \begin{cases} \Delta\sigma'_1 = \Delta\sigma - \Delta u \\ \Delta\sigma'_2 = \Delta\sigma - \Delta u \\ \Delta\sigma'_3 = \Delta\sigma - \Delta u \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \Delta\sigma'_1 = 0 \\ \Delta\sigma'_2 = 0 \\ \Delta\sigma'_3 = 0 \end{cases}$$

Por lo tanto, a pesar de la aplicación de las cargas, de acuerdo con el postulado de Terzaghi el suelo no percibirá cambio alguno, no se distorsionará y no modificará su resistencia al corte. Si a continuación se permitiera el drenaje (abriendo una válvula del aparato de ensayo), comenzaría el proceso de disipación de la sobrepresión intersticial, es decir, la consolidación, hasta alcanzar finalmente el equilibrio dado por:

$$\begin{cases} \Delta\sigma'_1 = \Delta\sigma \\ \Delta\sigma'_2 = \Delta\sigma \\ \Delta\sigma'_3 = \Delta\sigma \end{cases}, \quad \Delta u = 0$$

El mismo efecto se registra en el ensayo de compresión unidimensional o «edométrico», caracterizado por impedir físicamente la deformación lateral de la probeta de suelo mientras se aplican tensiones verticales. Si no se permite el drenaje todo el incremento de tensión vertical total ($\Delta\sigma_1$) se transmite al agua intersticial, de manera que las tensiones efectivas no varían. De nuevo, si posteriormente se permite el drenaje, tendrá lugar el proceso de disipación y, al alcanzar el equilibrio, se tendrá:

$$\begin{aligned} \Delta u &= 0 \\ \Delta\sigma'_1 &= \Delta\sigma_1 \end{aligned}$$

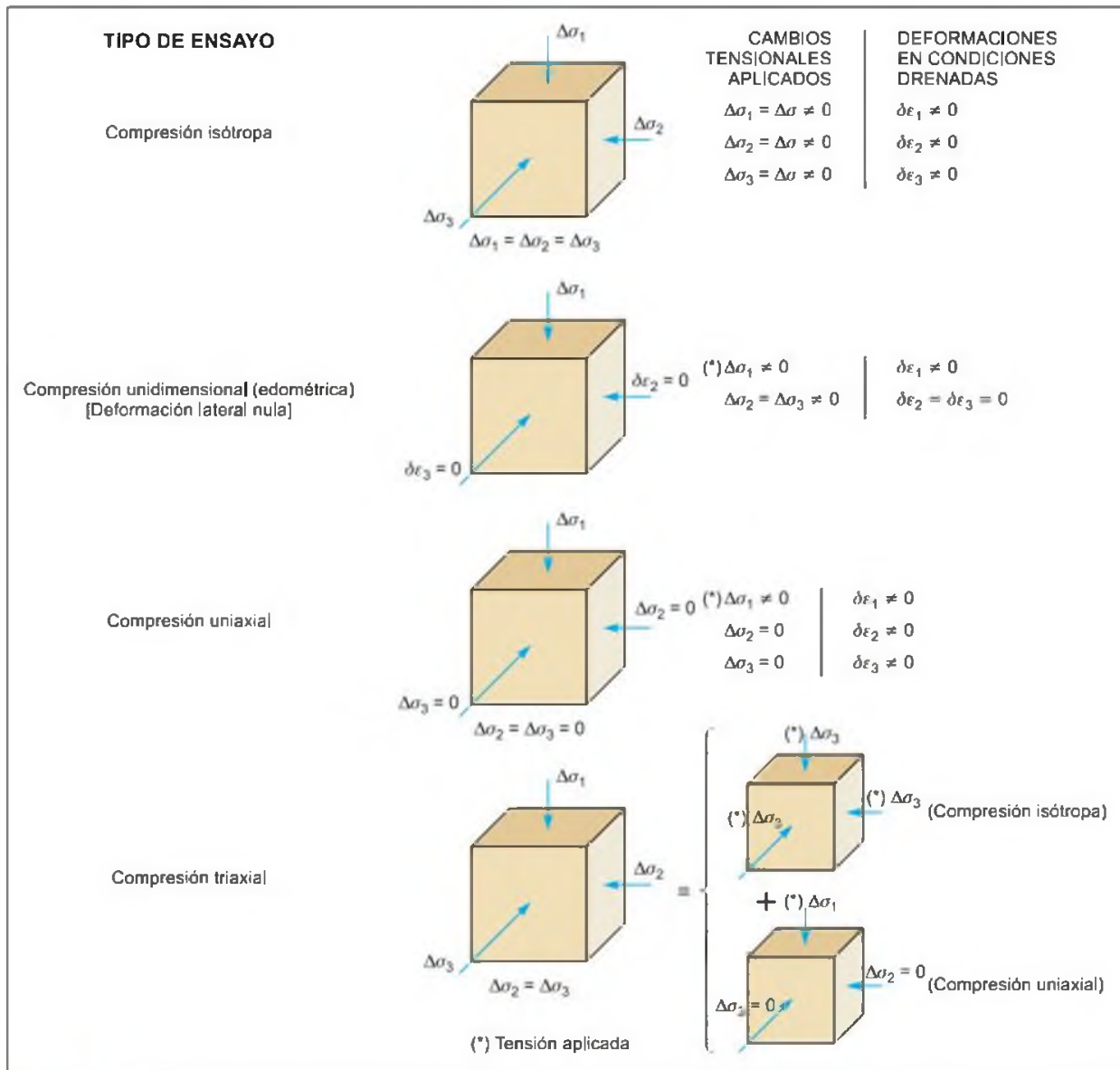


Figura 2.26 Sistemas de carga más habituales en laboratorio (suelo isotrópico).

CUADRO 2.4

Reparto de tensiones en ausencia de drenaje para los sistemas de carga más habituales

Tipo de carga	Relación de tensiones	Observaciones complementarias
Compresión isotrópica	$\Delta u = \Delta\sigma \Rightarrow \Delta\sigma' = 0$	En general $\Delta u = B \cdot \Delta\sigma$ Para suelo saturado $B = 1$
Compresión unidimensional	$\Delta u = \Delta\sigma_1 \Rightarrow \Delta\sigma'_1 = 0$	
Compresión uniaxial	$\Delta u = A \cdot \Delta\sigma_1$	$A > 0,5$ en suelos blandos $A < 0,5$ en suelos rígidos
Compresión triaxial	$\Delta u = \Delta\sigma_3 + A \cdot (\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3)$	En general $\Delta u = B[\Delta\sigma_3 + A \cdot (\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3)]$ Para suelo saturado $B = 1$



Recuadro 2.9

Determinación de la ley de tensiones

El terreno bajo un extenso lago está constituido por un potente depósito de arcillas de 50 m de espesor, bajo el que aparece un substrato rocoso. El lecho del lago es horizontal, y su calado es de 20 m. Debido a los procesos geológicos actuantes se produce un aporte de arcillas en suspensión que, en muy poco tiempo, sedimentan y llegan a cubrir completamente el fondo del lago en un espesor de 2 m.

Suponiendo que la lámina de agua permanece inalterada, determinar las leyes de tensiones totales verticales, presiones intersticiales y tensiones efectivas verticales:

- En la situación original.
- Inmediatamente tras la sedimentación de los 2 m de arcillas adicionales, suponiendo que la deposición se produce de forma instantánea.
- Una vez se alcance el equilibrio y se disipen las sobrepresiones intersticiales originadas.

(Suponer que el peso específico saturado de las arcillas es constante e igual a $\gamma_{sat} = 20 \text{ kN/m}^3$, que el peso específico del agua es $\gamma_w = 10 \text{ kN/m}^3$, y que el substrato rocoso es impermeable a efectos prácticos. Adoptar la superficie del agua en el lago como origen del eje de profundidades, z .)

Solución:

a) Situación inicial

Dada la uniformidad del depósito de arcilla (densidad constante), basta con seleccionar los puntos A y B de la figura para obtener las leyes de tensiones.

Tensiones verticales totales

Punto A: se encuentra en el fondo del lago, de forma que el único material que gravita sobre él son los 20 m de columna de agua. Llamando z_w al calado del lago:

$$\sigma_v^A = \gamma_w \cdot z_w = 10 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \cdot 20 \text{ m} = 200 \text{ kPa}$$

Punto B: se sitúa en el fondo del depósito de arcilla, de forma que su tensión total vertical será la del punto A más la correspondiente al peso de la columna de arcilla saturada existente entre A y B (recuérdese de nuevo que el peso específico saturado incorpora ya el peso del agua que rellena totalmente los poros del suelo):

$$\sigma_v^B = \sigma_v^A + \gamma_{sat} \cdot (z_B - z_A) = 200 + 20 \cdot 50 = 1.200 \text{ kPa}$$

Presiones intersticiales

Punto A: como las condiciones son hidrostáticas, la presión de agua viene dada por el producto de la densidad

del agua por la profundidad del punto, medida desde la superficie del agua en el lago (el nivel freático):

$$u_A = \gamma_w \cdot z_w = 10 \cdot 20 = 200 \text{ kPa}$$

Punto B:

$$u_B = \gamma_w \cdot z_B = 10 \cdot 70 = 700 \text{ kPa}$$

Tensiones efectivas verticales

Punto A:

$$\sigma_v'^A = \sigma_v^A - u_A = 0 \text{ kPa}$$

Punto B:

$$\sigma_v'^B = \sigma_v^B - u_B = 1.200 - 700 = 500 \text{ kPa}$$

(Nótese que no dependen de la altura de la lámina de agua sobre el terreno y que, cualquiera que sea el calado, las tensiones efectivas resultantes son iguales a las que existirían con un nivel freático en la superficie del suelo.)

b) Inmediatamente tras la sedimentación «instantánea» de 2 m adicionales de arcilla

Dada la gran extensión del lago, resulta razonable suponer que a efectos prácticos el terreno es indefinido (infinito) en horizontal. Así, cualquier sección vertical sería un plano de simetría (no hay diferencias entre unas secciones verticales y otras), lo que significa que la deformación del suelo al colocar sobre él una carga de extensión también infinita sólo puede ser vertical. En otras palabras, la situación planteada corresponde a una **compresión unidimensional**, con deformación lateral nula.

En las consideraciones anteriores ya se ha visto que, inmediatamente tras la carga, si el terreno es poco permeable no habrá habido tiempo para que se produzca drenaje. Para el sistema de carga unidimensional, en ausencia de drenaje, el incremento de tensión total vertical se transforma íntegramente en sobrepresión intersticial, y las tensiones efectivas no varían.

Tensiones verticales totales

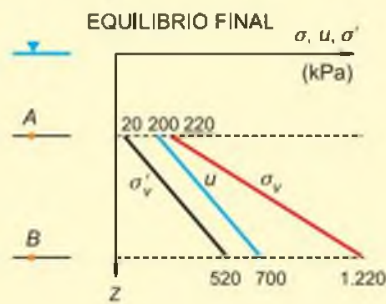
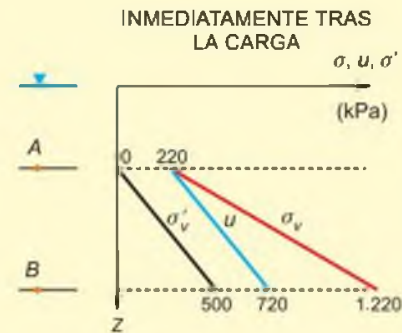
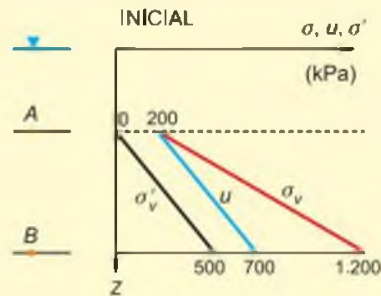
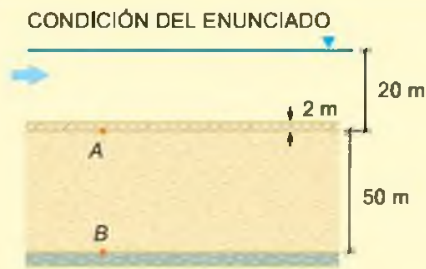
Punto A: tras la sedimentación, gravitan sobre el punto A 18 m de lámina de agua y 2 m de arcilla saturada, luego:

$$\sigma_v^A = 10 \cdot 18 + 20 \cdot 2 = 220 \text{ kPa}$$

(el incremento de tensión vertical total es $\Delta\sigma_v = 20 \text{ kPa}$.)

Punto B:

$$\sigma_v^B = \sigma_v^A + \gamma_{sat} \cdot (z_B - z_A) = 220 + 20 \cdot 50 = 1.220 \text{ kPa}$$



Tensiones efectivas

Dado que no varían de forma inmediata a la carga, resultan iguales a las de la situación original:

$$\sigma_v^A = 0 \text{ kPa} \quad \sigma_v^B = 500 \text{ kPa}$$

Presiones intersticiales

Vendrán dadas por el postulado de Terzaghi:

Punto A:

$$u_A = \sigma_v^A - \sigma_v^{\prime A} = 220 - 0 = 220 \text{ kPa}$$

Punto B:

$$u_B = \sigma_v^B - \sigma_v^{\prime B} = 1.220 - 500 = 720 \text{ kPa}$$

que suponen una sobrepresión $\Delta\sigma_v = \Delta u = 20 \text{ kPa}$ con respecto a la situación inicial.

c) Situación final

La sobrepresión intersticial anterior dará lugar a un flujo ascendente de agua a través de todo el depósito de arcilla, ya que el substrato de roca es impermeable y la única frontera drenante es la superficie del terreno (el lecho del lago). A medida que vaya consolidando el suelo y se vaya reduciendo el exceso de presión intersticial, irán aumentando las tensiones efectivas de acuerdo con el

postulado de Terzaghi. Las condiciones de equilibrio hidrogeológico finales serán las mismas que las de la situación original, esto es, las presiones hidrostáticas definidas por el nivel de agua en el lago.

Tensiones verticales totales

Serán las correspondientes al incremento de tensión sufrido, y por lo tanto iguales a las del apartado anterior:

$$\sigma_v^A = 220 \text{ kPa} \quad \sigma_v^B = 1.220 \text{ kPa}$$

Presiones intersticiales

Disipadas las sobrepresiones, vendrán definidas por las condiciones de equilibrio, que resultan iguales a las de la situación inicial:

$$u_A = 200 \text{ kPa} \quad u_B = 700 \text{ kPa}$$

Tensiones efectivas verticales

Por aplicación directa del postulado de Terzaghi se puede comprobar que el incremento de tensión total se habrá transformado íntegramente en incremento de tensión efectiva:

$$\sigma_v^{\prime A} = \sigma_v^A - u_A = 220 - 200 = 20 \text{ kPa}$$

$$\sigma_v^{\prime B} = \sigma_v^B - u_B = 1.220 - 700 = 520 \text{ kPa}$$

Los dos casos anteriores son sin duda bastante singulares, ya que en ausencia de drenaje el suelo no cambia sus tensiones efectivas. La carga triaxial, algo más general que las anteriores, sí da lugar a una variación de las tensiones efectivas en ausencia de drenaje. La expresión que proporciona en este caso la sobrepresión intersticial en un suelo saturado, mostrada en el Cuadro 2.4, se debe a Skempton:

$$\Delta u = \Delta \sigma_3 + A \cdot (\Delta \sigma_1 - \Delta \sigma_3)$$

donde A es un parámetro que depende del tipo de suelo, además de variar a lo largo del proceso de carga.

Conocidos los incrementos de tensión total debidos a la carga y deducida la sobrepresión intersticial, los incrementos de tensión efectiva podrán evaluarse fácilmente aplicando el postulado de Terzaghi. Evidentemente, otros sistemas de carga darán lugar a otros repartos de tensiones.

2.5

La consolidación

Suelos normalmente consolidados y suelos sobreconsolidados

■ PROCESOS DE CONSOLIDACIÓN

La estructura y las características tenso-deformacionales del suelo dependen de su historia geológica. Un caso sencillo se muestra en la Figura 2.27, que representa un extenso depósito de suelo sedimentado a lo largo del tiempo en un ambiente acuoso (arcillas marinas, lagunares, etc).

Si la superficie del terreno es horizontal y muy extensa lateralmente, infinita a efectos prácticos, cualquier sección vertical que atraviese la masa de suelo puede considerarse como un plano de simetría, ya que no habrá diferencia entre unas secciones verticales y otras. En consecuencia, las tensiones tangenciales en planos verticales han de ser nulas (y por tanto también en planos horizontales), y las direcciones vertical y horizontal serán direcciones principales. Además, ante la carga de nuevos sedimentos, también de gran extensión, la deformación del depósito sólo será vertical. Estas condiciones se denominan **deformación lateral nula o unidimensionales**.

Si en un elemento cualquiera de suelo, por ejemplo el punto A de la Figura 2.27a), que se encuentra a una profundidad z_1 bajo la superficie del terreno en un determinado instante (1) de su historia geológica, se conoce el peso específico del suelo y las condiciones del agua intersticial (hidrostáticas en este caso), resulta sencillo calcular su tensión efectiva vertical:

$$\sigma_{v(A)}^1 = \gamma_w \cdot h_w + \gamma_{ms} \cdot z_1$$

$$u_{(A)} = \gamma_w \cdot (h_w + z_1)$$

$$\sigma_{v(A)}^1 = \sigma_{v(A)}^1 - u_{(A)} = (\gamma_{ms} - \gamma_w) \cdot z_1$$

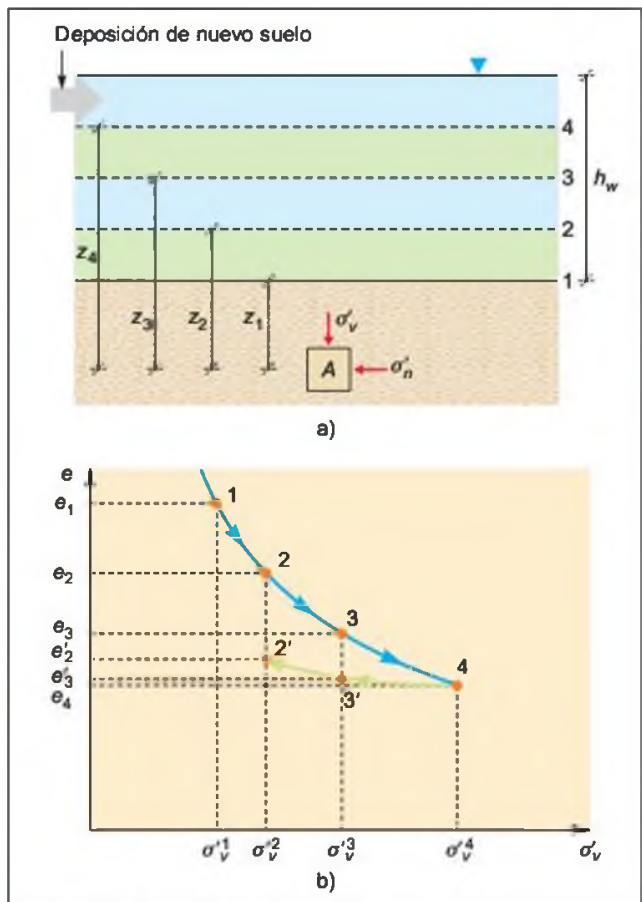


Figura 2.27 Procesos de consolidación.

El índice de poros del elemento A en ese instante será uno determinado (e_1). Representando su estado en unos ejes (σ_v, e) se tendrá el punto 1 de la Figura 2.27b).

Si el proceso de sedimentación continúa, con el tiempo se habrá depositado un nuevo espesor de suelo y la superficie del terreno se habrá elevado a la posi-

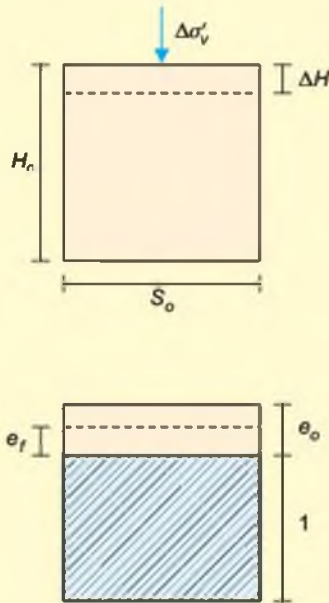


Recuadro 2.10

Expresión de la deformación vertical y volumétrica en condiciones unidimensionales

En la figura inferior se muestra un elemento de suelo de sección S_0 y altura inicial H_0 . Si se lo somete a un incremento de tensión efectiva vertical impidiendo la deformación lateral, la compresión sufrida se reflejará en una reducción de la altura inicial ΔH (*).

El incremento de deformación vertical en estas condi-



(*) Recuérdese que en mecánica del suelo se consideran positivas las compresiones.

ciones resulta igual al incremento de deformación volumétrica:

$$\delta e_v = \frac{\Delta H}{H_0} = \frac{\Delta H S_0}{H_0 S_0} = \frac{\Delta V}{V_0} = \delta v$$

Por otra parte, en la práctica es habitual representar la historia tensional en ejes (σ', e) , de forma que resulta necesario expresar la deformación volumétrica en función del índice de poros.

En la figura se representa también el prisma característico de volumen unidad de materia sólida antes y después de una cierta compresión volumétrica. Observando la figura resulta sencillo comprobar:

— Volumen inicial de suelo:

$$V_0 = 1 + e_0$$

— Volumen final de suelo:

$$V_f = 1 + e_f$$

— Deformación volumétrica:

$$\begin{aligned} \delta v &= -\frac{\Delta V}{V_0} = -\frac{V_f - V_0}{V_0} = \\ &= -\frac{(1 + e_f) - (1 + e_0)}{1 + e_0} = \frac{e_0 - e_f}{1 + e_0} \end{aligned}$$

ción 2 (Figura 2.27a), lo que dará lugar a un incremento de las tensiones verticales y horizontales en el elemento objeto de estudio. En lo que respecta a las verticales, una vez consolidado el depósito y disipados los excesos de presión intersticial producidos, la tensión efectiva vertical en A será:

$$\sigma'_{v(A)} = (\gamma_{m1} - \gamma_w) \cdot z_2$$

El incremento de tensión efectiva así aplicado $[\Delta\sigma'_v = (\gamma_{m1} - \gamma_w) \cdot (z_2 - z_1)]$, habrá dado lugar a una compresión del suelo y, por lo tanto, a una reducción de su índice de poros, de manera que el nuevo estado vendrá representado por el punto 2 de la Figura 2.27b).

Al proseguir la sedimentación seguirá aumentando la tensión efectiva vertical y se irá reduciendo más el

índice de poros. Uniendo los puntos representativos de cada instante de este proceso se obtendrá la curva (1-2-3-4), similar a la mostrada en la Figura 2.27b). Esta curva representa por lo tanto la historia tensional del elemento durante el proceso de sedimentación (carga), y se denomina **curva o rama de compresión noval**. Como es evidente, también representa a todos los elementos del suelo para un único instante del proceso de sedimentación. Así, los puntos 1, 2, 3 y 4 mostrarían el estado (σ'_v, e) de una sucesión de elementos (A), (B), (C), (D) situados a profundidad creciente en un momento determinado de la historia del depósito de suelo.

En la Figura 2.28 se muestra un aspecto interesante del comportamiento del suelo. Reproduce la rama de compresión noval, habiendo destacado en ella el esta-

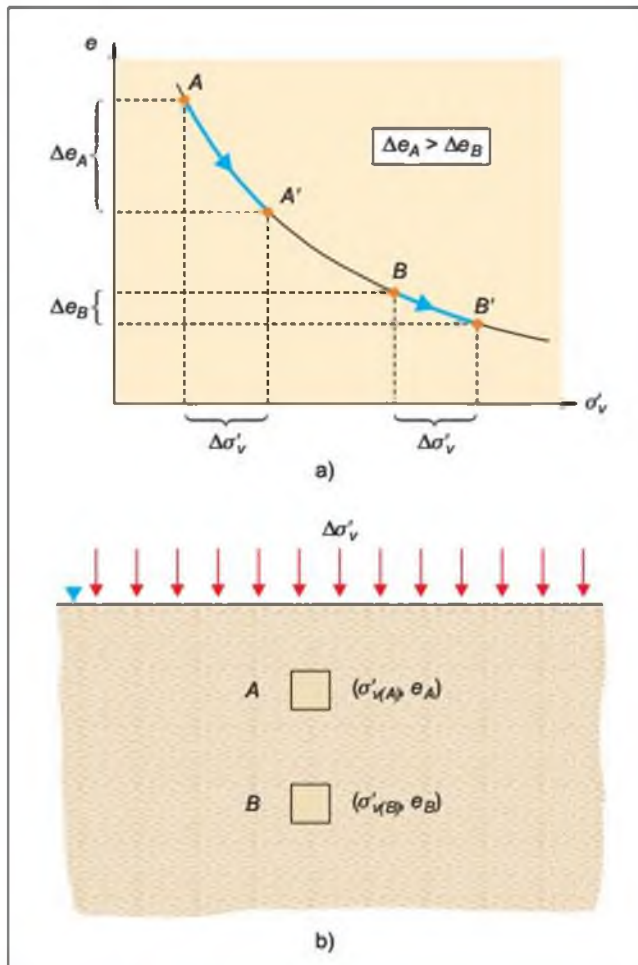


Figura 2.28 Aumento de la rigidez del terreno con el nivel de tensiones.

do de dos elementos, *A* y *B*, situados a distinta profundidad en un instante determinado. Si se aplica a todo el depósito un incremento de tensión efectiva ($\Delta\sigma'_v$), es sencillo representar en la curva cuáles serán los nuevos estados de los elementos anteriores: los puntos *A'* y *B'*. Como puede apreciarse, la reducción del índice de poros (la compresión sufrida) por el elemento *A* es mayor que la sufrida por *B*. En definitiva, **el suelo es más rígido (menos deformable) cuanto mayor es su nivel de tensiones inicial**. Este comportamiento resulta bastante sencillo de comprender si se observa que el índice de poros de *B* era menor que el de *A*, lo que indica que su estructura era más densa.

■ PROCESOS DE DESCARGA

En la Figura 2.27, supóngase ahora que una vez alcanzado el estado 4 cesa la sedimentación y que, por un cambio en las condiciones geológico-ambientales, se inicia un proceso de erosión. Al igual que la adi-

ción de una nueva capa de suelo suponía un aumento de tensión efectiva y una compresión (reducción del índice de poros), la retirada de capas de suelo implicará una descarga y, en consecuencia, un entumecimiento o hinchamiento del terreno (aumento del índice de poros).

Pues bien, en la Figura 2.27 se observa que cuando se produce la descarga los puntos (σ'_v , e) que representan su evolución no «vuelven» por la rama de compresión noval, sino que siguen una nueva curva (4-3'-2'), más tendida que la anterior denominada **rama de descarga**.

Esta observación indica que el suelo conserva una cierta «memoria» de su historia pasada, y que su estado no es el mismo si proviene de un proceso continuo de carga (rama noval) o si, por el contrario, ha sufrido en su historia geológica tensiones mayores que las que soporta en ese instante. Así, para un mismo estado tensional (σ'_v , por ejemplo), el índice de poros (e_3) durante el proceso de carga original resulta mayor que el índice de poros (e_3) durante la descarga. Es decir, **a igualdad de tensiones efectivas verticales, el suelo muestra en descarga una estructura más densa (más resistente y menos deformable)**.

La descripción anterior permite introducir dos conceptos fundamentales con respecto al estado y comportamiento previsible del suelo:

- Cuando el proceso de sedimentación se encuentra en 1, la tensión efectiva vertical en el elemento es $\sigma'_v{}^1$, que es además la máxima tensión efectiva vertical soportada hasta ese instante. Lo mismo cabe decir de los estados 2, 3 y 4. Para todos ellos el suelo no ha tenido tensiones efectivas verticales mayores que las que soporta en el momento de la observación. En estas condiciones se dice que está **normalmente consolidado**. Por lo tanto, la rama de compresión noval representa la historia o los estados del suelo normalmente consolidado.
- Por el contrario, en los puntos 3' y 2' la tensión efectiva vertical del elemento en cualquiera de esos instantes es inferior a la máxima sufrida a lo largo de su historia geológica completa. Así, en el momento representado por el punto 3', la tensión efectiva vertical es $\sigma'_v{}^3$, pero la máxima que tuvo el elemento fue $\sigma'_v{}^4$, y lo mismo ocurre con el instante representado por 2'. En estos casos en los que el suelo ha sufrido tensiones efectivas verticales mayores que las que soporta en el instante de la observación, se dice que se encuentra **sobreconsolidado**.

Para definir cuantitativamente el concepto de **sobreconsolidación** se emplean dos parámetros fundamentales:



Recuadro 2.11

Determinación del grado de sobreconsolidación

En un depósito de arcilla normalmente consolidada el nivel freático se sitúa en superficie. Por un proceso de erosión la cota del terreno descende 3 m. Suponiendo que el nivel freático coincide en todo momento con la superficie del suelo, determinar el grado de sobreconsolidación causado por la erosión.

(Se toma para el terreno $\gamma_{sat} = 21 \text{ kN/m}^3$, y para el agua intersticial $\gamma_w = 9,81 \text{ kN/m}^3$.)

Solución:

Al situarse el nivel freático siempre en la superficie, las leyes de tensiones totales, presiones intersticiales y tensiones efectivas verticales vendrán dadas por las expresiones:

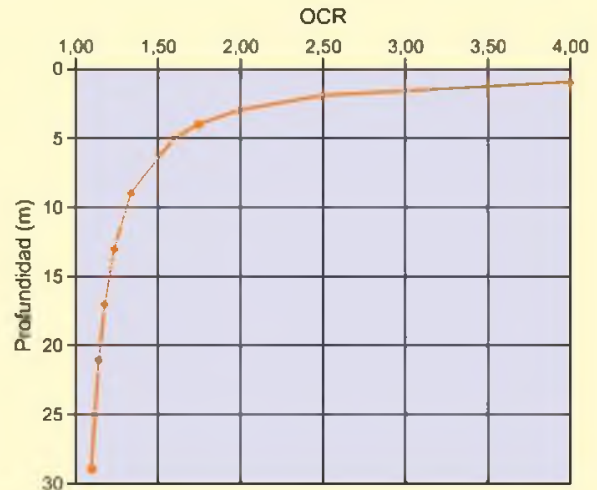
$$\sigma_v = \gamma_{sat} \cdot z$$

$$u = \gamma_w \cdot z$$

$$\sigma'_v = (\gamma_{sat} - \gamma_w) \cdot z$$

siendo z la profundidad medida desde la superficie del suelo en cada momento.

En la tabla se muestran las tensiones efectivas verticales resultantes antes y después de la erosión para una serie de profundidades genéricas, así como el grado de sobreconsolidación correspondiente. En la figura se representa la relación solicitada OCR-profundidad tras la erosión.



Prof. inicial (m)	Prof. final (m)	$\sigma'_{v\text{inicial}}$ (kPa)	$\sigma'_{v\text{final}}$ (kPa)	OCR
4	1	44,76	11,19	4,00
5	2	55,95	22,38	2,50
6	3	67,14	33,57	2,00
7	4	78,33	44,76	1,75
8	5	89,52	55,95	1,60
12	9	134,28	100,71	1,33
16	13	179,04	145,47	1,23
20	17	223,8	190,23	1,18
24	21	268,56	234,99	1,14
28	25	313,32	279,75	1,12
32	29	358,08	324,51	1,10

Nota: El grado de sobreconsolidación no es constante en todo el depósito de suelo considerado, sino variable con la profundidad.

- La razón o grado de sobreconsolidación (OCR), *over consolidation ratio*, que es la relación entre la tensión efectiva vertical máxima histórica y la tensión efectiva vertical en el instante de observación:

$$\text{OCR} = \frac{\sigma'_v \text{ máxima}}{\sigma'_v \text{ actual}}$$

- La presión de sobreconsolidación σ'_p (también llamada de preconsolidación), que es precisamente la tensión efectiva vertical máxima del elemento de suelo a lo largo de su historia tensional.

Así, para los distintos momentos seleccionados en la Figura 2.27 se tendrá:

$$\text{Instante (1): } \text{OCR (1)} = \frac{\sigma_v^1}{\sigma_v^1} = 1$$

$$\text{Instante (2): } \text{OCR (2)} = \frac{\sigma_v^2}{\sigma_v^2} = 1$$

$$\text{Instante (3): } \text{OCR (3)} = \frac{\sigma_v^3}{\sigma_v^3} = 1$$

$$\text{Instante (4): } \text{OCR (4)} = \frac{\sigma_v^4}{\sigma_v^4} = 1$$

$$\text{Instante (3')}: \text{OCR (3')} = \frac{\sigma_v^4}{\sigma_v^3} > 1; \quad \sigma'_p = \sigma_v^4$$

$$\text{Instante (2')}: \text{OCR (2')} = \frac{\sigma_v^4}{\sigma_v^2} > \text{OCR (3')} > 1; \quad \sigma'_p = \sigma_v^4$$

Como puede apreciarse, la razón de sobreconsolidación es igual a 1 para los estados normalmente consolidados, mientras que resulta superior a la unidad en los estados sobreconsolidados.

■ PROCESOS DE RECARGA

La Figura 2.29 muestra los estados ya estudiados e incorpora el efecto de un cambio adicional en la historia geológica. Así, una vez alcanzado el estado 2' finaliza la erosión (descarga) y comienza de nuevo la sedimentación (recarga). Como puede apreciarse, tampoco en este caso se vuelve a recorrer el camino anterior de la rama de descarga (2'-3'-4) sino uno nuevo, aunque bastante cercano (2'-3''-4').

En realidad, si la descarga sufrida no fue muy grande, ambos recorridos, descarga y recarga, serán prácticamente coincidentes, lo que tiene algunas implicaciones interesantes que se verán más adelante.

Además, en la Figura 2.29 se puede observar que una vez que la recarga alcanza la máxima tensión his-

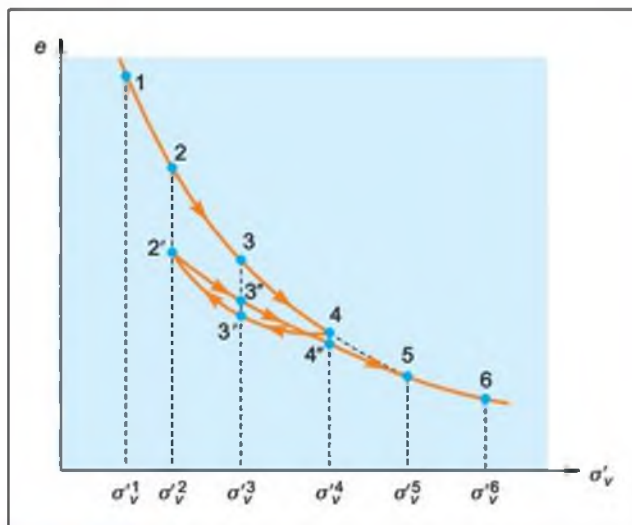


Figura 2.29 Curva de recarga.

tórica, σ_v^4 (la tensión de preconsolidación), los estados siguientes van acercándose a la prolongación de la rama de compresión noval, terminando por situarse sobre ella (puntos 5 y 6). Esto indica que, de alguna manera, el proceso de recarga va borrando progresivamente la «memoria» del suelo, que termina finalmente «olvidando» que sufrió un ciclo de descarga-recarga. De hecho, los puntos 5 (σ_v^5, e_5) y 6 (σ_v^6, e_6) de la historia descrita serían exactamente los mismos si el suelo sólo hubiera sufrido la compresión noval 1-2-3-4-5-6, sin descargas intermedias. Dichos puntos corresponden de nuevo a estados normalmente consolidados.

■ DEFORMABILIDAD DE SUELOS NORMALMENTE CONSOLIDADOS Y SOBRECONSOLIDADOS

Si se supone que la historia geológica de un determinado elemento de suelo es la mostrada en la Figura 2.30, en el momento de la observación se sabe que, por la posición de la superficie del terreno y del nivel freático, la tensión efectiva vertical en el elemento es σ_v^2 . Interesa calcular el asiento unitario (δe_p) que producirá un incremento de tensión efectiva $\Delta\sigma_v' = \Delta\sigma_v^4 - \Delta\sigma_v^2$, análogo al que originará una determinada obra.

La observación de la Figura 2.30 permite comprender que si el suelo se encuentra normalmente consolidado, la reducción del índice de poros será $\Delta e^{\text{NC}} = e_2 - e_4$. Sin embargo, si el suelo está sobreconsolidado, la reducción del índice de poros será sustancialmente menor, $\Delta e^{\text{OC}} = e_2 - e_4$, y el asiento también lo será. En otras palabras, a igualdad de

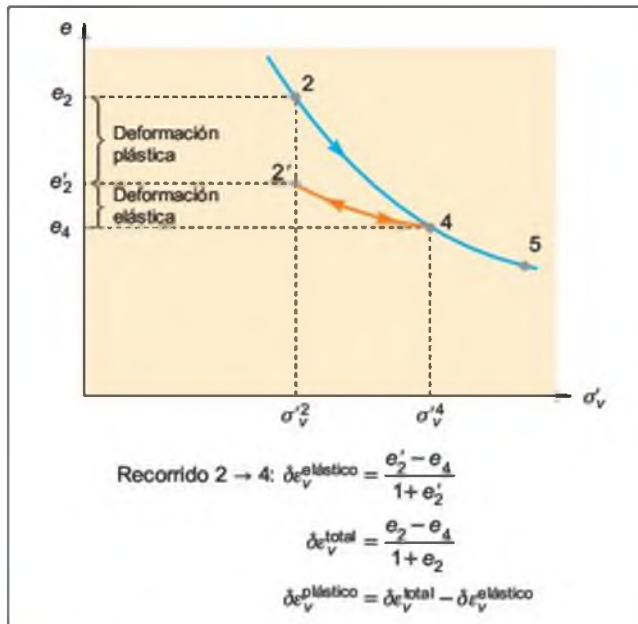


Figura 2.30 Diferencia de respuesta entre estados sobreconsolidados y normalmente consolidados.

condiciones, la deformabilidad del suelo sobreconsolidado es considerablemente menor que la del suelo normalmente consolidado, lo que pone de manifiesto la importancia de determinar este aspecto en la práctica.

Más adelante se describirán algunos procedimientos basados en ensayos de laboratorio dirigidos en este sentido, si bien es importante señalar que será precisamente una investigación geológica apropiada la que permitirá establecer con fiabilidad (aunque sólo cualitativamente) este aspecto.

Otra característica interesante que puede deducirse de la Figura 2.30 es que las deformaciones que se producen en una rama de descarga-recarga son recuperables (elásticas). Así, partiendo del punto 2', por ejemplo, se puede realizar un ciclo completo de carga-descarga (2'-4-2') y volver al mismo índice de poros, lo que indica que no habrá deformaciones remanentes o irre recuperables (plásticas). Sin embargo, en el momento en el que se recorre en alguna medida la rama de compresión noval (estados normalmente consolidados) se originan deformaciones plásticas (irrecuperables). Así, si se parte del punto 2 y se aplica el mismo ciclo de carga (comienza en σ_v^2 , se incrementa la tensión hasta σ_v^4 y se vuelve a descargar hasta σ_v^2), el recorrido de los sucesivos estados del elemento de suelo en el espacio (σ_v, e) será esta vez el representado por la serie de puntos (2-4-2'). Como puede apreciarse, en este caso no se vuelve con el ciclo cerrado de carga al mismo índice de poros (el mismo volumen). La deformación irre recuperable (plástica) vendrá

representada por la diferencia $\Delta e = e_2 - e_2'$, mientras que la parte recuperable (elástica) será $\Delta e = e_2' - e_4$, correspondiente al recorrido a lo largo de la rama de descarga-recarga. En conclusión, los suelos sobreconsolidados se comportarán de una manera aproximadamente elástica, mientras que los suelos normalmente consolidados presentarán siempre deformaciones elásticas y plásticas.

■ LA REPRESENTACIÓN DE LA HISTORIA TENSIONAL EN ESCALA SEMILOGARÍTMICA

Para la mayoría de los suelos las curvas anteriores se pueden convertir aproximadamente en rectas empleando una escala logarítmica para el eje σ_v . La Figura 2.31 muestra de forma esquemática la historia tensional de los apartados anteriores con los nuevos ejes.

Si se define el índice de compresión c_c como la pendiente de la rama de compresión noval y el índice de entumecimiento c_s como la pendiente de la rama de descarga-recarga, resulta sencillo calcular las variaciones del índice de poros (y por lo tanto la deformación unitaria vertical) para cualquier incremento de tensión efectiva vertical. Así, si se desea conocer la variación del índice de poros al pasar del estado 2 al estado 3 en la rama de compresión noval, se tendrá:

$$e_2 - e_3 = c_c \log \frac{\sigma_v^3}{\sigma_v^2}$$

mientras que si el recorrido buscado es una recarga entre 2' y 3', resultará:

$$e_2 - e_3 = c_s \log \frac{\sigma_v^3}{\sigma_v^2}$$

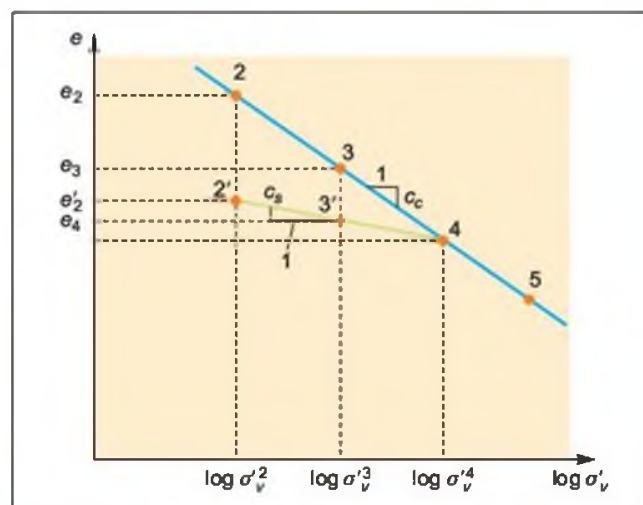


Figura 2.31 Representación de procesos de carga unidimensional en escala semilogarítmica.

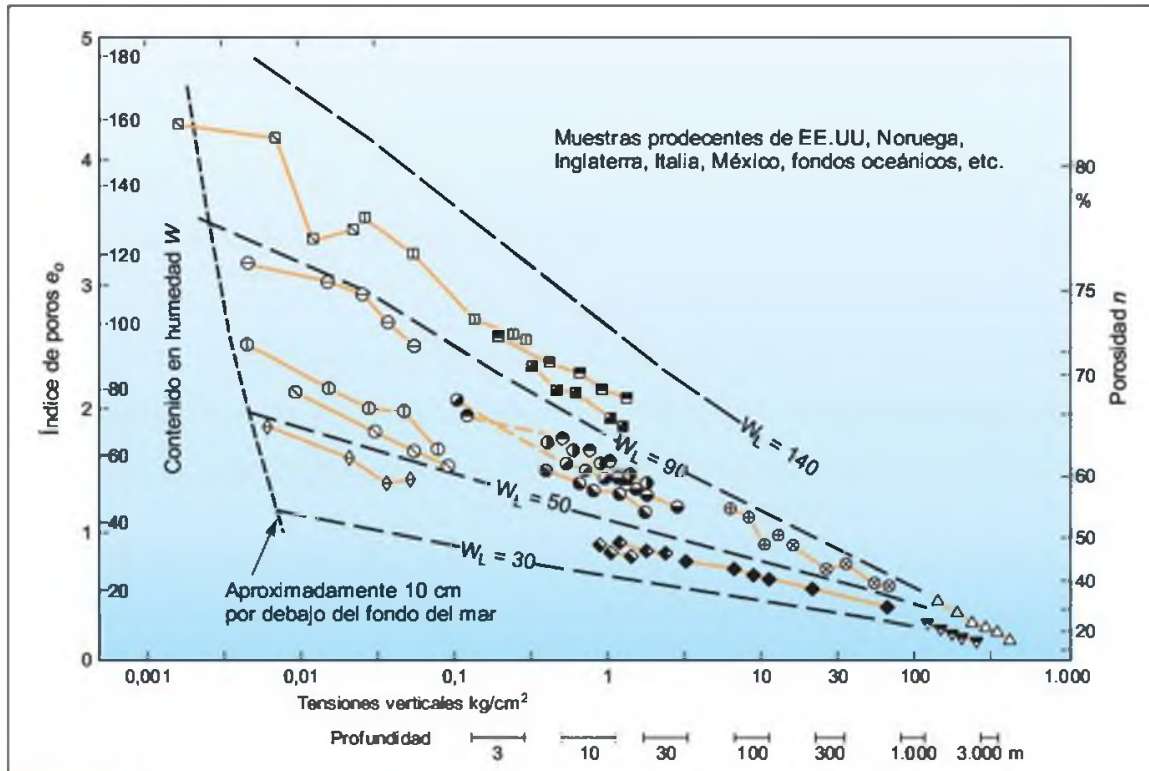


Figura 2.32 Diagramas edométricos (compresión noval) de varias arcillas, según Skempton.

Por tanto, si se parte de un estado conocido ($\sigma'_v{}^0, e_0$) y se aplica un incremento de tensión efectiva vertical $\Delta\sigma'_v$, el índice de poros final (e) vendrá dado por la expresión:

$$e_0 - e = c_c \log \frac{\sigma'_v{}^0 + \Delta\sigma'_v}{\sigma'_v{}^0}$$

para estados normales consolidados, o por

$$e_0 - e = c_c \log \frac{\sigma'_v{}^0 + \Delta\sigma'_v}{\sigma'_v{}^0}$$

para estados sobreconsolidados.

Aunque más adelante se detalla cómo se pueden determinar los índices de compresión y entumecimiento en laboratorio, existen correlaciones empíricas que permiten estimar un orden de magnitud del primero de ellos (el índice de entumecimiento suele ser menos crítico, ya que en general se sitúa entre 1/5 y 1/10 del de compresión). Algunos ejemplos de estas correlaciones se describen en Jiménez Salas y Justo Alpañés (1975).

La hipótesis de linealidad en escala semilogarítmica puede comprobarse en la Figura 2.32. En ella se representan varias series de puntos ($\log \sigma'_v, e$) correspondientes a un buen número de arcillas naturales normalmente consolidadas. Los índices de poros se

determinaron a partir de muestras extraídas en sondeo, y las tensiones verticales a partir de una densidad media representativa de cada suelo y de la profundidad de las muestras. Como puede apreciarse, las profundidades incluidas abarcan desde apenas unos pocos decímetros bajo el lecho marino hasta unos 3.000 m bajo la superficie del terreno, lo que cubre sobradamente el rango de tensiones habitual en los problemas de ingeniería geológica. Complementariamente se representan unas líneas de división aproximadas que muestran el orden de magnitud de los límites líquidos de los suelos ensayados. De la observación de la Figura 2.32 se pueden extraer dos conclusiones principales:

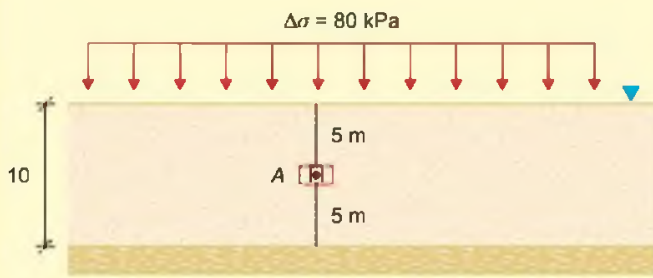
- Los puntos ($\log \sigma'_v, e$) representativos de las ramas de compresión noval de cada arcilla se pueden ajustar de forma razonable con líneas rectas. Las zonas de mayor dispersión con relación a la hipótesis de linealidad parecen corresponder a las muestras más someras, lo que puede ser debido a errores en la determinación del índice de poros en laboratorio.
- La pendiente de la rama de compresión noval (el índice de compresión) aumenta a medida que aumenta el límite líquido del suelo. Dado que cuanto mayor es dicha pendiente más compresible resulta el suelo (mayor variación en el índice de poros para el mismo aumento de ten-

Ejemplo de cálculo de asentos

Se desea construir un relleno de tierras muy extenso (indefinido a efectos prácticos) sobre un terreno que consiste en 10 m de arcilla normalmente consolidada, bajo la que se sitúa un sustrato rocoso indeformable. El nivel freático se encuentra en la superficie. Se extrae una muestra de arcilla de un punto intermedio del estrato, a 5 m de profundidad, y se determina en laboratorio su peso específico saturado, $\gamma_{sat} = 20 \text{ kN/m}^3$, su índice de poros, $e_0 = 0,8$, y su índice de compresión, $c_c = 0,15$. Se pide determinar el asiento que sufrirá la capa de arcilla si el relleno a construir supone un incremento de tensión vertical $\Delta\sigma = 80 \text{ kPa}$.

Solución:

La hipótesis de carga muy extensa del enunciado permite asumir que las condiciones son unidimensionales y que el incremento de tensión vertical en superficie se transmite íntegramente en toda la profundidad. En la figura se han representado las leyes de tensiones efectivas correspondientes a la situación inicial y final, suponiendo que el peso específico del agua es $\gamma_w = 10 \text{ kN/m}^3$.



Considerando que el incremento de tensión efectiva es constante en todo el espesor de la capa de arcilla, se puede tomar el punto medio del estrato como representativo del conjunto:

— Índice de poros final:

$$e_0 - e = c_c \log \frac{\sigma'_v + \Delta\sigma'_v}{\sigma'_v} \Rightarrow$$

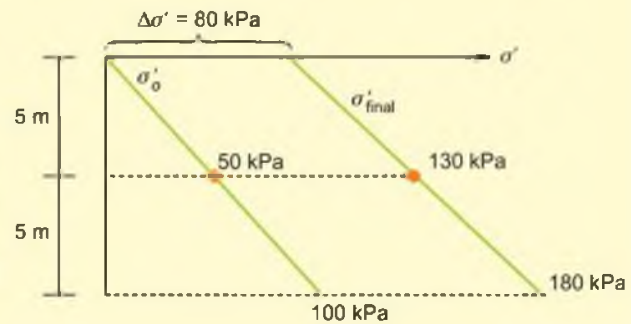
$$\Rightarrow 0,8 - e = 0,15 \cdot \log \frac{50 + 80}{50} \Rightarrow e \approx 0,74$$

— Deformación unitaria vertical:

$$\delta e_v = \frac{\Delta H}{H_0} = \frac{e_0 - e_f}{1 + e_0} = \frac{0,8 - 0,74}{1 + 0,8} = 0,033$$

— Asiento total (espesor de arcilla $H_0 = 1.000 \text{ cm}$):

$$0,033 = \frac{\Delta H}{1.000} \Rightarrow \Delta H = 33 \text{ cm}$$



sión efectiva vertical), se puede concluir que a igualdad de circunstancias, cuanto más plástico es el suelo, mayor es su compresibilidad.

Las tensiones horizontales en el terreno

En el Apartado 2.4 se ha visto que las tensiones verticales, totales o efectivas, se pueden calcular con facilidad a partir de los pesos específicos aparentes de los diferentes estratos existentes y de las condiciones hidrogeológicas de contorno. Sin embargo, las tensiones horizontales constituyen un problema especial ya que,

al igual que el índice de poros, dependen muy directamente de la historia tensional del suelo.

En condiciones unidimensionales (deformación lateral nula) la tensión efectiva horizontal resulta proporcional a la vertical, y al coeficiente de proporcionalidad se le denomina coeficiente de empuje al reposo (K_0):

$$\sigma'_h = K_0 \cdot \sigma'_v$$

En los suelos normalmente consolidados K_0 es constante, y puede estimarse empíricamente a partir de una simplificación de la expresión de Jaky (1944):

$$K_0^{NC} = 1 - \text{sen } \phi'$$

donde ϕ' es el ángulo de rozamiento interno del suelo.

Considerando el rango habitual de ϕ' en los suelos, el coeficiente de empuje al reposo K_0^{NC} resulta siempre inferior a la unidad (en general próximo a 0,5). En consecuencia, un suelo normalmente consolidado presentará tensiones efectivas horizontales que serán una fracción de las verticales.

De forma más general y para todo tipo de estados, K_0 puede obtenerse de forma aproximada para cualquier instante de la historia geológica mediante la expresión empírica (Mayne y Kulhawy, 1982):

$$K_0 = (1 - \text{sen } \phi') \cdot \left[\left(\frac{\text{OCR}}{\text{OCR}_{\text{max}}^{(1 - \text{sen } \phi')}} \right) + \frac{3}{4} \cdot \left(1 - \frac{\text{OCR}}{\text{OCR}_{\text{max}}} \right) \right]$$

OCR y OCR_{max} sirven para determinar K_0 en estados sobreconsolidados. OCR es el grado de sobreconsolidación en el momento de la observación, mientras que OCR_{max} es el máximo grado de sobreconsolidación sufrido por el suelo cuando se encuentra en una rama de descarga-recarga, o lo que es lo mismo, la relación entre la tensión vertical efectiva de preconsolidación y la tensión vertical efectiva mínima de dicha rama:

$$\text{OCR} = \frac{\sigma'_v \text{ máxima}}{\sigma'_v \text{ actual}} = \frac{\sigma'_p}{\sigma'_v \text{ actual}}$$

$$\text{OCR}_{\text{max}} = \frac{\sigma'_v \text{ máxima}}{\sigma'_v \text{ mínima}} = \frac{\sigma'_p}{\sigma'_v \text{ mínima}}$$

A modo de ejemplo, en la Figura 2.29 puede comprobarse que en una rama de descarga $\text{OCR} = \text{OCR}_{\text{max}}$, dado que en cada instante la tensión mínima coincide con la «actual». Sin embargo, en el proceso de recarga OCR_{max} es mayor que OCR. Por ejemplo, para el estado 3'' se tendría:

$$\text{OCR} = \frac{\sigma'_v \text{ 4}}{\sigma'_v \text{ 3}}; \quad \text{OCR}_{\text{max}} = \frac{\sigma'_v \text{ 4}}{\sigma'_v \text{ 2}}$$

Finalmente, para estados normalmente consolidados $\text{OCR} = \text{OCR}_{\text{max}} = 1$, de manera que la expresión de K_0 se reduce a la ya enunciada de Jaky.

Factores complementarios que influyen en la estructura y comportamiento del suelo

En los apartados anteriores se ha analizado un caso simple de sedimentación-erosión, pero existen otros factores que influyen en el comportamiento del suelo. Las modificaciones del régimen hidrogeológico (como los cambios en la cota del nivel freático) dan lugar a cambios tensionales que a veces pueden ser esti-

mados de forma relativamente sencilla y asimilarse a procesos de sobreconsolidación. Más complicadas de analizar son las tensiones asociadas al desarrollo de esfuerzos tectónicos, fenómenos de expansividad, etc.

Existe asimismo otra serie de fenómenos no asociados directamente con las tensiones, pero que también influyen directamente sobre el comportamiento del suelo, como la cementación química, el endurecimiento o sobreconsolidación por fluencia a carga constante (*aging*), disolución de enlaces, etc.

El coeficiente de empuje al reposo en situaciones diferentes a las expuestas en el apartado anterior no puede estimarse mediante las expresiones empíricas señaladas, siendo necesaria su estimación *in situ*. Para ello se pueden emplear presiómetros autopercutores, ensayos de fracturación hidráulica, etc., aunque todos ellos cuentan con algunas limitaciones (ver Capítulo 6).

El ensayo edométrico

■ DESCRIPCIÓN DEL ENSAYO

Aunque las condiciones de carga de una cimentación cualquiera no inducen en general un estado de deformación lateral nula (unidimensional), resulta habitual emplear este modelo, con algunas modificaciones, para estimar los asentamientos producidos por terraplenes, zapatas, losas, etc., especialmente sobre suelos finos (limos y arcillas) saturados.

Para estudiar las características de compresibilidad unidimensional del suelo en laboratorio se acude al **ensayo edométrico**, que se lleva a cabo en el **edómetro**.

El edómetro consiste en un anillo rígido de acero en cuyo interior se coloca la probeta de suelo, habitualmente extraída de una muestra inalterada (Figuras 2.33 y 2.34). En la parte inferior y superior de la

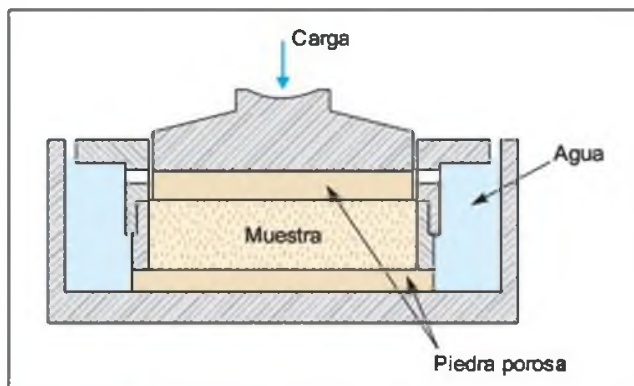


Figura 2.33 La célula edométrica.



Recuadro 2.13

Cálculo del coeficiente de empuje y las tensiones horizontales

La historia de tensiones efectivas verticales de un elemento de suelo es la mostrada en la tabla adjunta. Si el suelo tiene un ángulo de rozamiento interno $\phi' = 28^\circ$, determinar la evolución del coeficiente de empuje al reposo y las tensiones efectivas horizontales en cada momento.

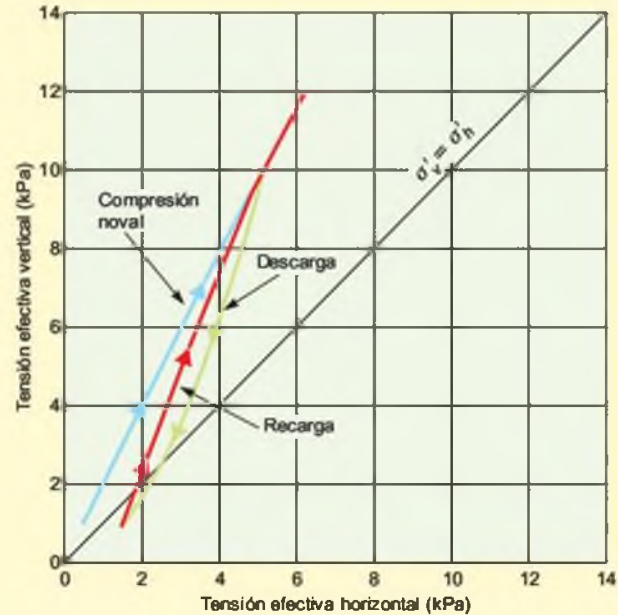
$$\sigma'_v(\text{kPa}) = 1, 2, 3, 4, 5, 6, 7, 8, 9, 10, 9, 8, 7, 6, 5, 4, 3, 2, 1, 2, 3, 4, 5, 6, 7, 8, 9, 10, 11, 12$$

Solución:

Aplicando la expresión de Mayne y Kulhawy se obtienen los siguientes resultados:

σ'_v	OCR	OCR _{max}	K_0	σ'_h	Observaciones
1,00	1,00	1,00	0,53	0,53	Compresión noval (NC)
2,00	1,00	1,00	0,53	1,06	
3,00	1,00	1,00	0,53	1,59	
4,00	1,00	1,00	0,53	2,12	
5,00	1,00	1,00	0,53	2,65	
6,00	1,00	1,00	0,53	3,18	
7,00	1,00	1,00	0,53	3,71	
8,00	1,00	1,00	0,53	4,24	
9,00	1,00	1,00	0,53	4,77	
10,00	1,00	1,00	0,53	5,31	
9,00	1,11	1,11	0,56	5,02	Descarga (OC)
8,00	1,25	1,25	0,59	4,71	
7,00	1,43	1,43	0,63	4,39	
6,00	1,67	1,67	0,67	4,05	
5,00	2,00	2,00	0,73	3,67	
4,00	2,50	2,50	0,82	3,26	
3,00	3,33	3,33	0,93	2,80	
2,00	5,00	5,00	1,13	2,26	
1,00	10,00	10,00	1,56	1,56	Recarga (OC)
2,00	5,00	10,00	0,98	1,96	
3,00	3,33	10,00	0,79	2,36	
4,00	2,50	10,00	0,69	2,76	
5,00	2,00	10,00	0,63	3,16	
6,00	1,67	10,00	0,59	3,55	
7,00	1,43	10,00	0,56	3,95	
8,00	1,25	10,00	0,54	4,35	
9,00	1,11	10,00	0,53	4,75	Compresión noval (NC)
10,00	1,00	1,00	0,53	5,31	
11,00	1,00	1,00	0,53	5,84	
12,00	1,00	1,00	0,53	6,37	

En la figura siguiente se ha representado la evolución de tensiones efectivas en unos ejes (σ'_h, σ'_v). Como se aprecia, en los estados normalmente consolidados K_0 es constante e igual a $K_0 = 1 - \text{sen } \phi' = 0,53$, con lo que el «recorrido de tensiones» es lineal.



Una vez comienza la descarga K_0 aumenta progresivamente, lo que significa que para una misma tensión vertical la tensión efectiva horizontal es mayor que la que tenía el suelo normalmente consolidado. En el caso del ejemplo también se observa que para un grado de sobreconsolidación de 4 o superior, las tensiones efectivas horizontales llegan a ser incluso superiores a las verticales.

Terminada la descarga máxima y comenzada la recarga K_0 disminuye progresivamente, discurrendo el recorrido de tensiones por un camino ligeramente separado del de descarga, entre éste y el de los estados normalmente consolidados.

Finalmente, al alcanzar de nuevo la rama de compresión noval, el coeficiente de empuje al reposo vuelve a ser el del suelo normalmente consolidado y el recorrido de tensiones se reincorpora a la recta inicial definida por dicho estado.



Figura 2.34 Bancada edométrica de 9 células (cortesía de Geotecnia 2000).

probeta se colocan unas piedras porosas que permiten el drenaje del agua contenida en el suelo. El conjunto se introduce en una célula, que se llena de agua para mantener en todo instante las condiciones de saturación completa.

Sobre la piedra porosa superior se coloca una placa rígida y en su centro se aplica una carga vertical. Esta carga se va aumentando en escalones, normalmente cada escalón duplica la carga anterior, y se mide lo que se comprime o asienta la probeta de suelo en cada uno de ellos.

La rigidez del anillo que contiene la muestra impide las deformaciones laterales e impone condiciones de compresión unidimensional. En un suelo poco permeable esto hace que, cuando se coloca un nuevo escalón de carga, todo el incremento de tensión vertical total, $\Delta\sigma_v$, se transmita instantáneamente al agua intersticial y que las tensiones efectivas no varíen. Posteriormente, a medida que el exceso de presión de poros se va disipando al producirse el drenaje a través de las piedras porosas, las tensiones efectivas aumentan y el suelo se comprime (consolida). En un ensayo edométrico cada escalón de carga se ha de mantener el tiempo suficiente como para asegurar que el proceso de consolidación se ha completado, lo que en general suele lograrse (aunque no siempre) con intervalos de unas 24 horas.

La disposición de la pastilla del suelo en una célula edométrica se muestra esquemáticamente en la Figura 2.33. A efectos prácticos es como si se tratara de un estrato de suelo situado entre dos capas permeables (las piedras porosas), y se aplicara sobre el conjunto una carga muy extensa (condiciones unidimensionales). En consecuencia, el edómetro puede servir para reproducir en laboratorio los aspectos descritos anteriormente.

La Figura 2.35 muestra la ley de presión intersticial (u_0) antes de la aplicación del escalón de carga, que es hidrostática y viene gobernada por el nivel de agua en la célula (el nivel freático). Suponiendo que el terreno

ensayado es de baja permeabilidad, la aplicación de un escalón de carga $\Delta\sigma_v$ dará lugar de forma inmediata a un incremento de presión intersticial de igual magnitud: $\Delta u_i = \Delta\sigma_v$.

Considerando la cercanía de los límites drenantes, los bordes inferior y superior del suelo serán los primeros en drenar (aliviar su exceso de presión intersticial), y de hecho lo harán muy rápido. A medida que dichos límites están más lejos, más largo es el camino que ha de recorrer el agua para alcanzarlos, y por tanto más tiempo tardará en disiparse la sobrepresión intersticial inicial. En el caso de la Figura 2.35, el centro del estrato de suelo es el más alejado de las fronteras drenantes, y será el que más tiempo tarde en consolidar. Por consiguiente, en un instante cualquiera (t) tras la carga el exceso de presión existente variará de un punto a otro en función de su distancia a las fronteras drenantes. En la Figura 2.35c) se muestra de forma esquemática una sucesión de leyes de presión de poros para distintos tiempos tras la aplicación de la carga.

La Figura 2.36a) muestra la ley de presión intersticial para un tiempo t_1 tras el escalón de carga $\Delta\sigma_v$. Observando un punto P cualquiera del suelo situado a una profundidad genérica z , resulta inmediato comprobar que en ese instante su exceso de presión de poros resulta $\Delta u^{(t)}$, y que la disipación ocurrida ha dado lugar a un incremento de tensión efectiva vertical $\Delta\sigma_v^{(t)}$. Evidentemente, por el postulado de Terzaghi la suma de ambas ha de ser igual al incremento de tensión total original:

$$\Delta\sigma_v = \Delta\sigma_v^{(t)} + \Delta u^{(t)}$$

Llamando σ'_{v0} y u_0 a la tensión efectiva y a la presión de poros existentes en ese punto antes del escalón de carga aplicado, en el instante (t) considerado se tendrá:

- En el momento de la carga ($\Delta\sigma_v$):

$$\begin{aligned}\sigma_v^{(t)} &= \sigma'_{v0} \\ u_i &= u_0 + \Delta\sigma_v\end{aligned}$$

- En un instante cualquiera:

$$\begin{aligned}\sigma_v^{(t)} &= \sigma'_{v0} + \Delta\sigma_v^{(t)} \\ u^{(t)} &= u_0 + \Delta u^{(t)}\end{aligned}$$

- Cuando finalice la consolidación:

$$\begin{aligned}\sigma_v^{(final)} &= \sigma'_{v0} + \Delta\sigma_v \\ u^{(final)} &= u_0\end{aligned}$$

En cualquier caso, dado que se suele hablar de «excesos de presión intersticial» sobre la de equilibrio, o

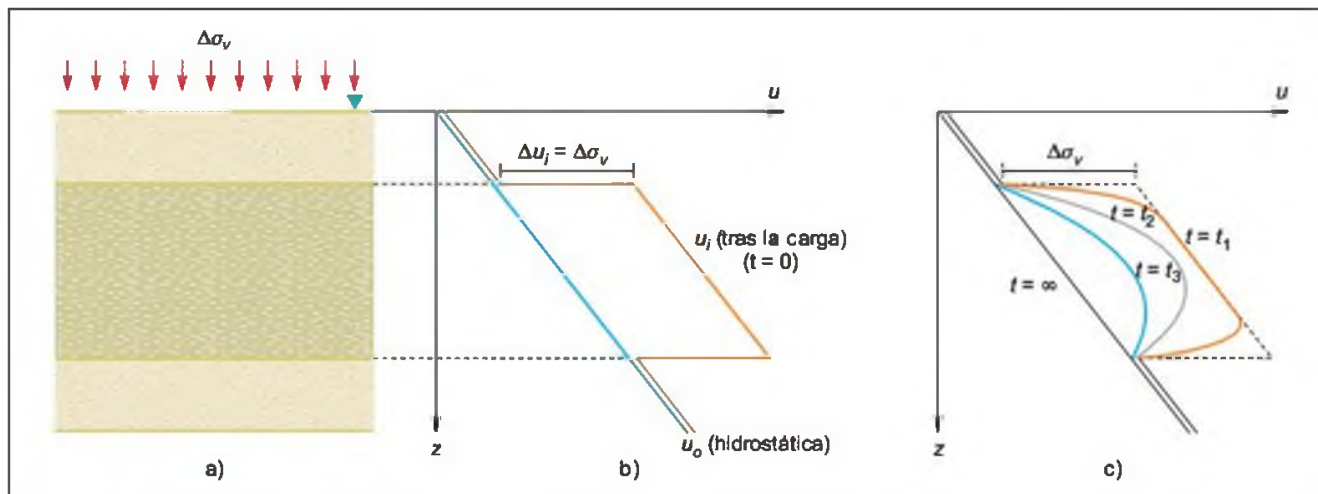


Figura 2.35 Evolución de la presión intersticial en un edómetro.

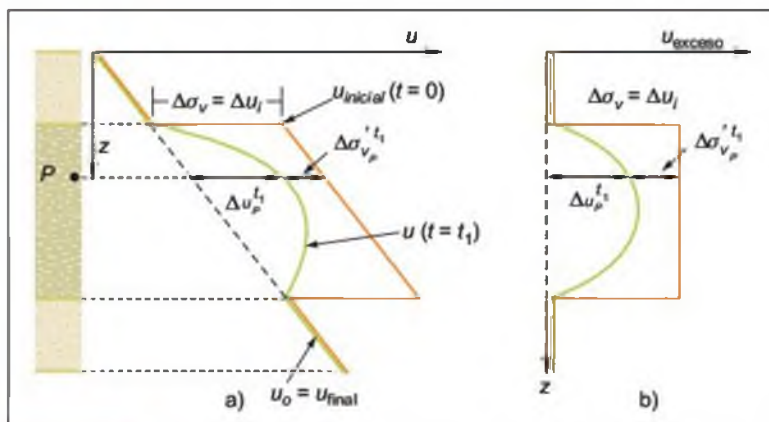


Figura 2.36 Proceso de disipación de presión intersticial y aumento de las tensiones efectivas.

de incrementos de tensión efectiva, es habitual representar gráficamente tan sólo dichos incrementos (Figura 2.36 b).

■ REPRESENTACIÓN DE RESULTADOS

Cuando se realiza un ensayo edométrico es habitual llevar a cabo una serie de escalones de carga y de descarga. Su representación se realiza llevando en ordenadas las deformaciones verticales unitarias (ϵ_v %) o los índices de poros sucesivos, y en abscisas las tensiones efectivas verticales de cada escalón. Dado que lo que realmente se mide es la compresión vertical ΔH de una pastilla de suelo de espesor inicial H_0 , para determinar el índice de poros tras cada escalón de carga se hace uso de la relación ya justificada anteriormente:

$$\frac{\Delta H}{H_0} = \frac{e_0 - e}{1 + e_0} \Rightarrow e = e_0 - \frac{\Delta H}{H_0} (1 + e_0)$$

donde e_0 es el índice de poros inicial de la muestra.

En la Figura 2.37 se muestran las curvas edométricas de un ensayo en el que se ha efectuado un ciclo de descarga-recarga intermedio, según Lancellota (1991). Se trata de una muestra de arcilla extraída a 13,20 m de profundidad con $e_0 = 1,50$. La primera curva se encuentra en escala natural, y la segunda en escala semilogarítmica.

Como se aprecia, su forma resulta análoga a las curvas descritas anteriormente en este apartado. De hecho, las diferencias principales entre la curva real del suelo y la obtenida en laboratorio proceden de la posible alteración de la muestra de terreno durante su extracción y manipulación. Para transformar la curva de laboratorio en la curva «de campo» que representa el comportamiento del terreno *in situ*, se llevan a cabo algunas correcciones gráficas.

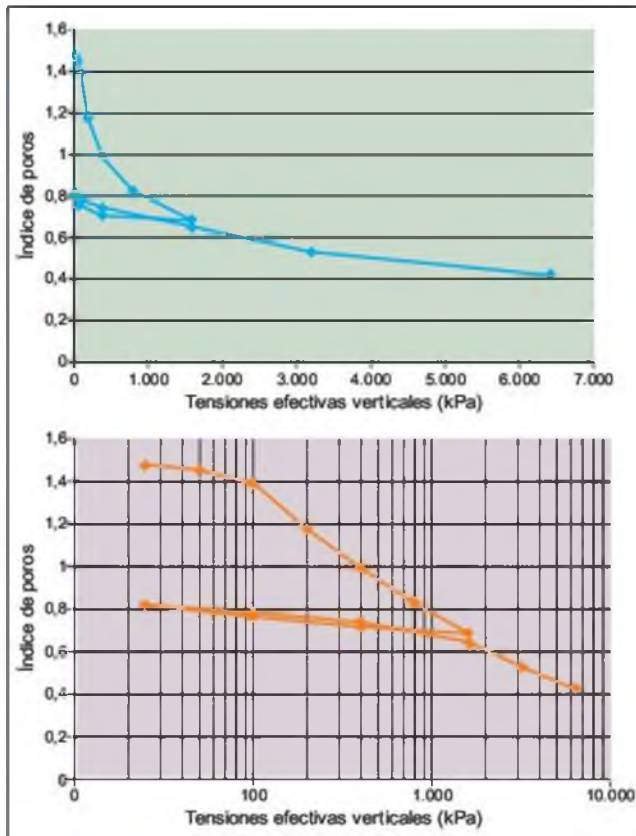


Figura 2.37 Representaciones de un ensayo edométrico.

Obtención de la curva de campo en suelos normalmente consolidados

El procedimiento gráfico a seguir se muestra en la Figura 2.38. En teoría, admitiendo que con la extracción no se varía la humedad del suelo y por tanto tampoco su índice de huecos inicial (e_0), la curva de laboratorio debería pasar por el punto A, que representa el estado *in situ* del suelo a la profundidad a la que se ha extraído la muestra (e_0, σ'_{v0}). Además, como se ha descrito anteriormente, para tensiones efectivas mayores a la inicial, los sucesivos puntos (e, σ'_v) habrían de situarse en una línea aproximadamente recta, que representa la rama de compresión noval en escala semilogarítmica. Sin embargo, la perturbación originada por la extracción hace que la curva de laboratorio tenga el aspecto mostrado en la Figura 2.38. La primera parte curva va aumentando paulatinamente la pendiente a medida que la tensión efectiva vertical se aproxima al estado *in situ* original (σ'_{v0}), pero no llega a alcanzar el punto A. Por otra parte, para tensiones efectivas superiores a la inicial se alcanza un tramo recto, pero de menor pendiente que la rama de compresión noval real del te-

reno. Schmertmann (1955) observó que estos tramos rectos para muestras con distinto grado de perturbación terminaban por confluir para tensiones efectivas tales que el índice de poros fuera del orden de $0,42e_0$. Por ello se acepta comúnmente que la curva de laboratorio coincidirá con la curva real de campo del terreno para ese valor del índice de poros. En consecuencia, uniendo el punto A, representativo del estado inicial *in situ*, con el punto de la curva de laboratorio para el 42 % del índice de poros inicial, se obtendrá la rama de compresión noval de campo o real del terreno.

Obtención de la curva de campo en suelos preconsolidados. Determinación de la presión de preconsolidación

La Figura 2.39 muestra el procedimiento propuesto por Schmertmann (1955), que permite construir la curva de campo y determinar la presión de preconsolidación. Para ello es necesario realizar al menos un ciclo de descarga-recarga en el ensayo. Los pasos a seguir son los siguientes:

- Desde el punto A, representativo del estado *in situ* inicial, se traza una paralela a la rama de descarga-recarga (*d-r*).
- Se supone un valor de la presión de preconsolidación (σ'_p) y se obtiene el punto B.
- Se une B con el punto C de la curva de laboratorio en el que se alcanza $0,42e_0$, obteniendo así la rama de compresión noval.
- Se representan las diferencias de índice de poros (Δe) entre la curva de laboratorio y la de

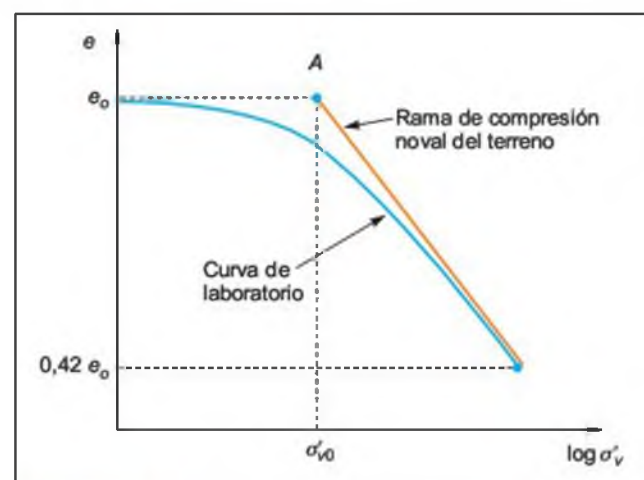


Figura 2.38 Construcción de la rama de compresión noval de un suelo normalmente consolidado a partir del ensayo edométrico.

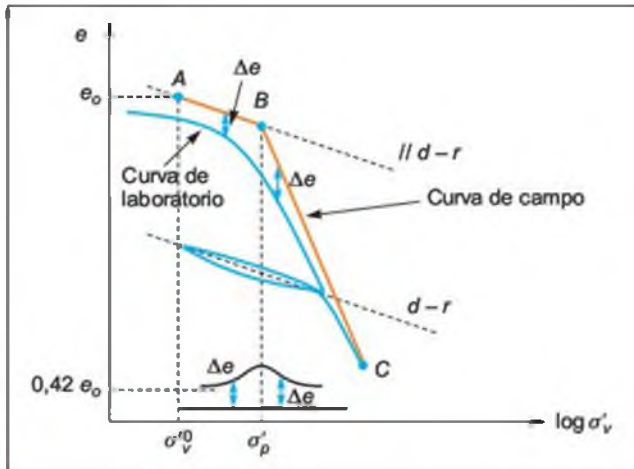


Figura 2.39 Construcción de Schmertmann para la obtención de la curva de campo de un suelo preconsolidado.

campo obtenida. Si la presión de preconsolidación es correcta, la representación de las diferencias Δe resultará simétrica con respecto a σ'_p . En caso contrario, se vuelve a estimar otra presión de preconsolidación y se repite el proceso. Como se ha dicho anteriormente resulta muy valioso contar con evidencias geológicas que permitan establecer de forma inicial, al menos cualitativamente, el grado de sobreconsolidación del suelo.

■ PARÁMETROS DE COMPRESIBILIDAD DEL SUELO

Índices de compresión y entumecimiento

Una vez obtenida la curva de campo del terreno se pueden obtener los índices de compresión y entumecimiento definidos anteriormente, determinando las pendientes de las ramas de descarga-recarga y de compresión noval correspondientes. Para ello basta con seleccionar dos puntos en cada una de las ramas y emplear las relaciones mostradas previamente.

Módulo de compresibilidad volumétrica y módulo edométrico

La representación de la curva edométrica en el espacio (σ'_v, e) puede transformarse fácilmente a unos ejes $(\sigma'_v, \varepsilon_v)$, lo que resulta útil dado que permite visualizar de forma directa las deformaciones del terreno. Supóngase pues que la Figura 2.40 muestra la rama de compresión noval del suelo normalmente consolidado de las Figuras 2.27 ó 2.29, en escala natural y con ejes $(\sigma'_v, \varepsilon_v)$.

Para relacionar los incrementos de deformación y los incrementos de tensiones efectivas en condiciones de carga unidimensional, se emplean habitualmente dos coeficientes:

- El **módulo edométrico**, que se define a partir de la expresión:

$$E_m = \frac{\Delta \sigma'_v}{\Delta \varepsilon_v}$$

corresponde a la definición de un módulo de deformación, y coincide con la inversa de la «pendiente» de la curva de compresión noval, de forma que al aumentar el nivel de tensiones la pendiente disminuye y E_m aumenta, mostrando así que el suelo es cada vez más rígido.

- El **módulo de compresibilidad volumétrica**, m_v , que se define como el inverso del módulo edométrico:

$$m_v = \Delta \varepsilon_v / \Delta \sigma'_v$$

Como se desprende de la definición anterior, el módulo edométrico varía de forma continua a lo largo de la curva de compresión noval, aumentando a medida que aumenta la tensión efectiva vertical. Se trata en realidad de la inversa de la tangente a la curva en cada punto, de manera que su expresión matemática correcta es la siguiente:

$$E_m = \frac{d\sigma'_v}{d\varepsilon_v}$$

Del mismo modo, la expresión correcta del módulo de compresibilidad volumétrica es:

$$m_v = \frac{d\varepsilon_v}{d\sigma'_v}$$

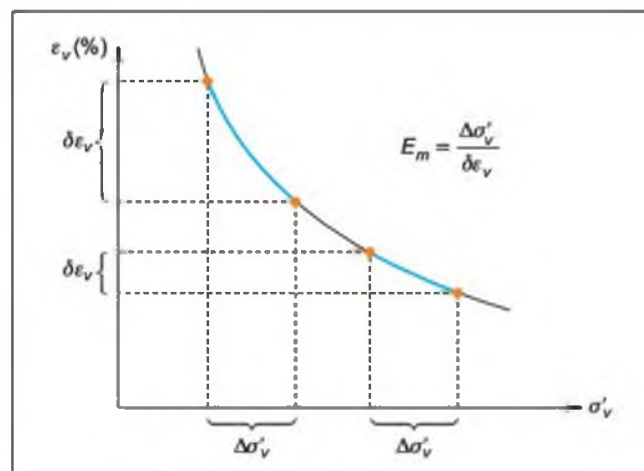


Figura 2.40 La curva edométrica en función de la deformación vertical. Definición del módulo edométrico.

Para emplear tanto E_m como m_v en la práctica, se suele discretizar la curva de compresión noval en segmentos rectilíneos (escalones de carga) suficientemente pequeños, de manera que en cada uno de los tramos rectos se pueda suponer un módulo edométrico o un módulo de compresibilidad constante.

■ ESTIMACIÓN DE LOS TIEMPOS DE CONSOLIDACIÓN

Como se ha descrito, en un suelo poco permeable y saturado el incremento de tensión efectiva y el asiento asociado tras la aplicación de una carga no se producen instantáneamente, sino que tardan un cierto tiempo en completarse. Este efecto puede estudiarse con facilidad en el edómetro.

La mayor o menor velocidad de asentamiento de un suelo depende del llamado **coeficiente de consolidación**, c_v , cuya expresión es:

$$c_v = \frac{k_v \cdot E_m}{\gamma_w}$$

donde

- k_v es la permeabilidad del suelo en sentido vertical (el drenaje se produce verticalmente, hacia las piedras porosas).
- E_m es el módulo edométrico del suelo.
- γ_w es el peso específico del fluido intersticial (habitualmente agua).

Ya se ha visto que E_m aumenta durante el proceso de consolidación al ir aumentando la tensión efectiva vertical. Por el contrario, k_v disminuye (el suelo se hace más impermeable cuanto más comprimido está). Para escalones de carga no demasiado grandes, el producto $k_v \cdot E_m$ permanece aproximadamente constante, de forma que c_v también puede suponerse constante.

En los primeros momentos tras la aplicación de una carga, la sobrepresión del agua es máxima y por lo tanto el flujo de agua es relativamente rápido y la velocidad de asentamiento o consolidación también. Después, a medida que disminuye la presión de agua, el flujo se hace más lento y disminuye la velocidad de asentamiento.

Esta evolución puede observarse en la Figura 2.41, que representa el aspecto típico de la relación asiento-tiempo en escala natural, con los asientos positivos hacia abajo. En el ensayo edométrico, cada vez que se coloca un escalón de carga se puede medir el asiento producido a intervalos regulares y dibujar la evolución asiento-tiempo. Para ello se utiliza generalmente una construcción gráfica empleando escala logarítmica en el eje de tiempos (método de Casagrande). De la curva así obtenida, que se denomina **curva de con-**

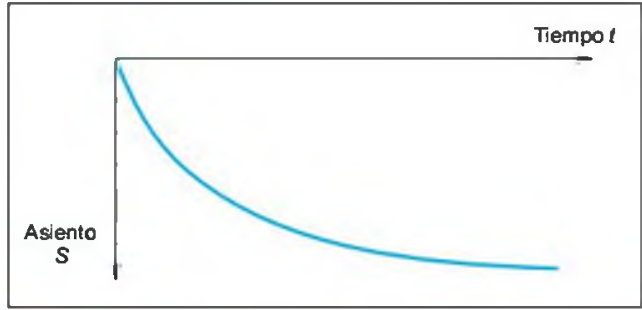


Figura 2.41 Relación asiento-tiempo tras la aplicación de un incremento de tensión total vertical.

solidación, se puede deducir el coeficiente de consolidación para el escalón de carga aplicado.

Se llama **grado de consolidación**, U , de una capa de suelo, al cabo de un cierto tiempo (t) de aplicar una carga, a la relación entre el asiento producido hasta dicho instante y el asiento total que se producirá cuando se disipen completamente los excesos de presión intersticial (cuando todo el incremento de tensión total se haya transformado en incremento de tensión efectiva):

$$U = \frac{S_t}{S_\infty}$$

Se llama **factor de tiempo**, T_v , a la relación:

$$T_v = \frac{c_v \cdot t}{H^2}$$

donde:

- t es el tiempo transcurrido desde la aplicación de la nueva carga.
- H es el **camino drenante**, que puede definirse como el recorrido más largo que tendría que hacer una gota de agua en la capa de suelo para alcanzar una frontera permeable (en el edómetro sería la mitad del espesor de la muestra, ya que se cuenta con piedras porosas drenantes arriba y debajo de ella).

Tabla 1

$U(\%)$	T_v	$U(\%)$	T_v
0	0	50	0,196
5	0,0017	55	0,238
10	0,0077	60	0,286
15	0,0177	65	0,342
20	0,0314	70	0,403
25	0,0491	75	0,477
30	0,0707	80	0,567
35	0,0962	85	0,684
40	0,126	90	0,848
45	0,159	95	1,129

Terzaghi y Fröhlich mostraron que el factor de tiempo y el grado de consolidación están relacionados entre sí, tal y como muestra la Tabla 1 (para $\Delta\sigma_v = \Delta u_0$ constante en todo el espesor de la capa de

suelo). Estas relaciones permiten estimar los tiempos necesarios para distintos grados de consolidación en la mayoría de los casos prácticos.



Recuadro 2.14

Cálculo de tiempos de consolidación

Sobre una capa de arcilla normalmente consolidada de H m de espesor, se coloca un terraplén muy extenso. La arcilla se encuentra bajo el nivel freático. Suponiendo que las condiciones de carga se pueden asumir como unidimensionales, determinar el tiempo que se tardará en alcanzar la mitad del asiento total en tres hipótesis:

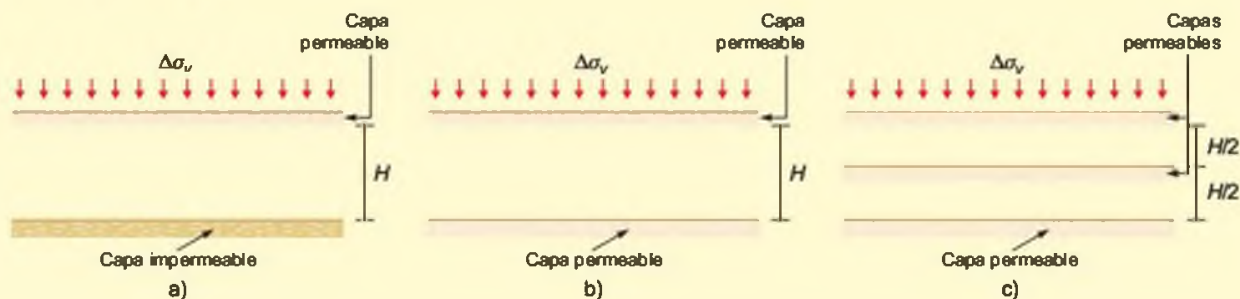
- Si sólo existe una frontera drenante de arena a techo de las arcillas.
- Si existen dos fronteras drenantes de arena, a techo y muro de la capa de arcilla.
- Si existen tres niveles permeables de arena, los dos primeros a techo y muro de la capa de arcilla y un tercero, de delgado espesor, situado en mitad de la capa de suelo.

Solución:

En la figura se representan gráficamente las tres situaciones de drenaje del enunciado, así como los caminos drenantes en cada caso.

Asumiendo que en el caso *c*) el espesor del drenante intermedio es suficientemente pequeño como para no influir en el espesor H de arcilla, el asiento total de ésta, S_∞ , será el mismo en las tres hipótesis. Cuando se alcance la mitad de dicho asiento, el grado de consolidación será, para los tres casos:

$$U = \frac{S_t}{S_\infty} = \frac{0,5 \cdot S_\infty}{S_\infty} = 0,5 \Rightarrow U(\%) = 50\%$$



Aplicando la relación $U - T_v$ de la Tabla 1, se tendrá que $T_v = 0,196$, también para los tres casos. Por lo tanto, la expresión del factor de tiempo T_v en cada una de las hipótesis resultará:

$$\text{Caso a)} \quad 0,196 = \frac{c_v \cdot t_a}{H^2} \Rightarrow t_a = \frac{0,196 \cdot H^2}{c_v}$$

$$\text{Caso b)} \quad 0,196 = \frac{c_v \cdot t_b}{\left(\frac{H}{2}\right)^2} \Rightarrow t_b = \frac{0,196 \cdot H^2}{4 c_v}$$

$$\text{Caso c)} \quad 0,196 = \frac{c_v \cdot t_c}{\left(\frac{H}{4}\right)^2} \Rightarrow t_c = \frac{0,196 \cdot H^2}{16 c_v}$$

Como puede apreciarse, el tiempo necesario para alcanzar un cierto grado de consolidación es proporcional al cuadrado del camino drenante. Por ello, en la hipótesis *c*) se alcanzará el asiento en un tiempo 4 veces menor al del caso *b*), y 16 veces menor al del caso *a*). Obviamente esta relación de tiempos es válida para cualquier grado de consolidación.

Nota: El ejemplo anterior refleja la importancia de llevar a cabo una buena descripción estratigráfica que permita discernir sobre la presencia de intercalaciones drenantes.



Recuadro 2.15

Curva de asentos-tiempos

Una capa de arcilla normalmente consolidada situada bajo un edificio ha sufrido un asiento de 30 mm en 300 días desde que la carga del edificio es operativa. La capa de arcilla está limitada a techo y muro por estratos permeables. De acuerdo con los datos de laboratorio, dicho asiento corresponde a un grado de consolidación del estrato de arcilla $U = 25\%$. Se pide dibujar la curva asiento-tiempo para un período de 10 años. (Suponer que el área del edificio es suficientemente extensa en comparación con el espesor de arcilla como para que puedan considerarse condiciones unidimensionales o edométricas.)

Solución:

De los datos del enunciado se deduce de forma directa el asiento total de consolidación edométrica:

$$U = \frac{S_t}{S_\infty} \Rightarrow S_\infty = \frac{S_t}{U} = \frac{30}{0,25} = 120 \text{ mm}$$

Por otra parte, de la Tabla 1 se deduce que el factor de tiempo T_v para $U = 25\%$ es $T_v = 0,0491$. Recordando la expresión del factor de tiempo:

$$T_v = \frac{c_v \cdot t}{H^2}$$

y sustituyendo los datos conocidos se obtiene:

$$0,0491 = \frac{c_v \cdot 300}{H^2} \Rightarrow$$

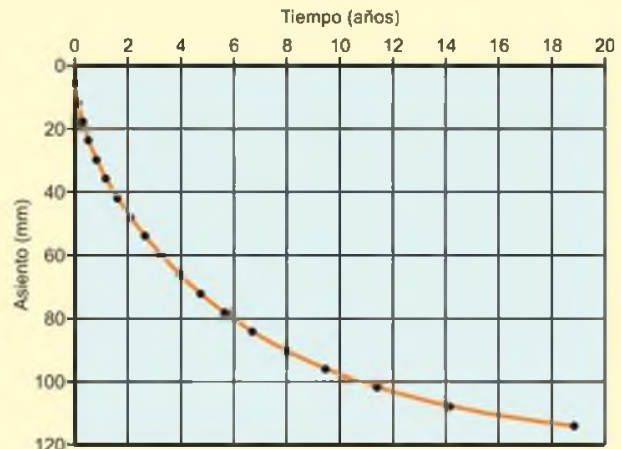
$$\Rightarrow \frac{c_v}{H^2} = 0,0491/300 = 1,636 \cdot 10^{-4} \text{ días}^{-1}$$

c_v/H^2 es una constante, ya que c_v es el coeficiente de consolidación y H el camino drenante (la mitad del espesor inicial de arcilla en este caso, ya que drena por ambos extremos). En estas condiciones, para cualquier grado de consolidación U se puede determinar el asiento correspondiente y, a partir de la tabla $U - T_v$, el factor de tiempo asociado y el tiempo necesario para alcanzar el grado de consolidación elegido según el siguiente esquema:

$$U \rightarrow \begin{cases} S_t = U \cdot S_\infty \\ T_v \rightarrow t = \frac{T_v}{\frac{c_v}{H^2}} = \frac{T_v}{1,636 \cdot 10^{-4}} \text{ días} \end{cases}$$

El cuadro siguiente muestra los resultados de este proceso, y el gráfico la curva asiento-tiempo solicitada:

$U(\%)$	T_v	$t(\text{días})$	$t(\text{años})$	$S(\text{mm})$
5	0,0017	10,39	0,03	6
10	0,0077	47,05	0,13	12
15	0,0177	108,15	0,30	18
20	0,0314	191,85	0,53	24
25	0,0491	300,00	0,82	30
30	0,0707	431,98	1,18	36
35	0,0962	587,78	1,61	42
40	0,126	769,86	2,11	48
45	0,159	971,49	2,66	54
50	0,196	1197,56	3,28	60
55	0,238	1454,18	3,98	66
60	0,286	1747,45	4,79	72
65	0,342	2089,61	5,72	78
70	0,403	2462,32	6,75	84
75	0,477	2914,46	7,98	90
80	0,567	3464,36	9,49	96
85	0,684	4179,23	11,45	102
90	0,848	5181,26	14,20	108
95	1,129	6898,17	18,90	114



Datos de Capper *et al.*, 1974.

2.6

Resistencia al corte

Introducción

Al modificar el estado tensional del suelo se producen deformaciones que pueden originar su rotura. Aunque los suelos con cohesión rompen a veces por tracción, como puede ser el caso de las grietas verticales que a veces se observan en la coronación de un talud deslizado, la forma de rotura más habitual en los suelos es por esfuerzo cortante (tensión tangencial).

Criterio de rotura

La resistencia al corte del suelo no puede considerarse como un parámetro único y constante, ya que depende de su naturaleza, estructura, enlaces, nivel de deformaciones, etc., así como, muy especialmente, de su estado tensional y de la presión del fluido que rellena sus poros (agua o agua y aire).

El criterio de rotura en suelos más difundido deriva del propuesto por Coulomb, que relaciona tensiones efectivas normales y tensiones tangenciales actuando en cualquier plano del suelo. Este criterio establece que, para un suelo saturado, la resistencia al corte viene dada por la expresión:

$$\tau = c' + (\sigma_n - u) \tan \phi'$$

donde

- τ = resistencia al corte del terreno a favor de un determinado plano
- σ_n = tensión total normal actuando sobre el mismo plano
- u = presión intersticial
- c' = cohesión efectiva
- ϕ' = ángulo de rozamiento interno efectivo.

La ecuación anterior representa una recta en el espacio (σ', τ) , que a menudo se denomina **línea de resistencia intrínseca** o **envolvente de rotura del suelo** (Figura 2.42). Esta línea proporciona, para cada valor de la tensión efectiva normal a un plano que atraviesa un elemento del suelo, la máxima tensión tangencial movilizable a favor de dicho plano.

De la Figura 2.42 se pueden deducir algunos aspectos interesantes:

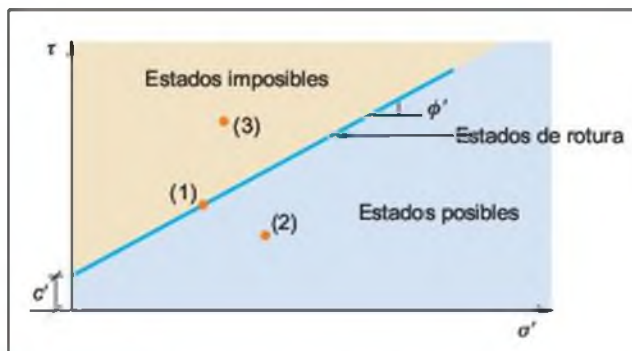


Figura 2.42 Criterio de rotura en suelos.

- La cohesión efectiva es la ordenada en el origen de la envolvente de rotura. Representa por lo tanto la máxima resistencia tangencial movilizable en un plano cualquiera cuando la tensión efectiva normal en dicho plano es nula.
- La máxima tensión tangencial movilizable en un plano es mayor a medida que aumenta la tensión efectiva normal que actúa sobre dicho plano. Es decir, el suelo es más resistente cuanto mayor es su nivel de tensiones efectivas.
- La línea de resistencia definida actúa como una «envolvente o superficie de estado», separando estados posibles de imposibles. Así:
 - El punto (1) señalado en la Figura 2.42 representa un estado de rotura.
 - El punto (2) representa una combinación (σ', τ) que cuenta con un cierto factor de seguridad ya que, para una determinada tensión efectiva normal, la tensión tangencial es inferior a la máxima movilizable.
 - El punto (3) representa un estado imposible en tanto en cuanto se sitúa por encima de la envolvente de rotura, lo que significa que se ha sobrepasado la combinación máxima (σ', τ) del criterio de rotura, y por lo tanto no es compatible con la resistencia del suelo.

Si se recuerdan los conceptos básicos del tensor de tensiones y el círculo de Mohr, se pueden relacionar fácilmente las condiciones de rotura en un plano dado con las tensiones actuantes a favor de otros planos. En la Figura 2.43 se han representado tres círculos de Mohr en el espacio (σ', τ) , que en principio re-

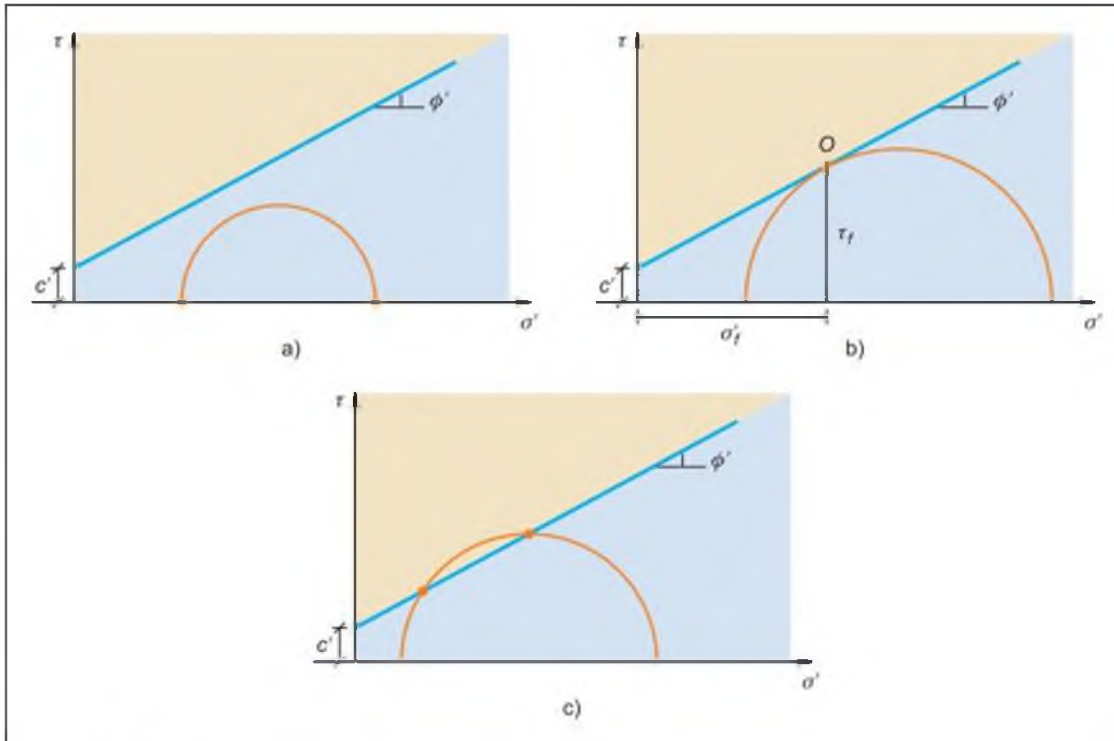


Figura 2.43 La envolvente de rotura y el círculo de Mohr. Estados posibles (a y b) e imposible (c).

presentarían tres estados tensionales de un elemento de suelo.

Si los parámetros de resistencia al corte del suelo (c' , ϕ') dan lugar a la línea de resistencia intrínseca dibujada, es inmediato observar que:

- El estado tensional representado por el círculo (a) cuenta con un margen de seguridad, ya que no llega a alcanzar a la envolvente de rotura del suelo. Es por tanto un estado posible y seguro (el suelo no ha roto).
- El estado tensional representado por el círculo (b) indica una situación de rotura. Así, el punto (O) representa la combinación (σ'_f , τ_f) en un plano que atraviesa el elemento de suelo en el que se alcanzan las condiciones del criterio de rotura definido.
- El estado tensional representado por el círculo (c) es imposible, ya que existirían orientaciones de planos atravesando el elemento de suelo en los que se excederían las condiciones (σ' , τ) de rotura (todos los planos representados por puntos del círculo situados por encima de la línea de resistencia intrínseca).

Del análisis anterior se desprende que, cuando se alcanzan las condiciones de rotura en un elemento de suelo, el círculo de Mohr que representa su estado tensional será tangente a la línea de resistencia intrín-

seca y que, además, el plano a favor del cuál se alcanzan dichas condiciones de rotura será el representado por el punto de tangencia.

El ensayo de corte directo

■ DESCRIPCIÓN DEL ENSAYO

El aparato de ensayo se representa esquemáticamente en la Figura 2.44. Se trata de una caja rígida de acero, usualmente de sección cuadrada, que se encuentra dividida en dos mitades y en cuyo interior se coloca la muestra de suelo. Encima de ésta se dispone una placa de reparto rígida sobre la que se puede aplicar una carga vertical (N). Todo el conjunto se introduce en un recipiente de acero de mayores dimensiones, que puede llenarse de agua para realizar el ensayo en condiciones de saturación (en este último caso se pueden disponer también piedras porosas encima y debajo de la muestra para facilitar el drenaje). La inducción de tensiones cortantes en el suelo se logra trasladando horizontalmente la parte inferior de la caja de corte mientras que se impide totalmente el movimiento de la zona superior.

Una prueba completa sobre un determinado suelo consiste en ensayar tres muestras idénticas del mismo material bajo tres cargas verticales distintas (N_1 , N_2 , N_3)



Recuadro 2.16

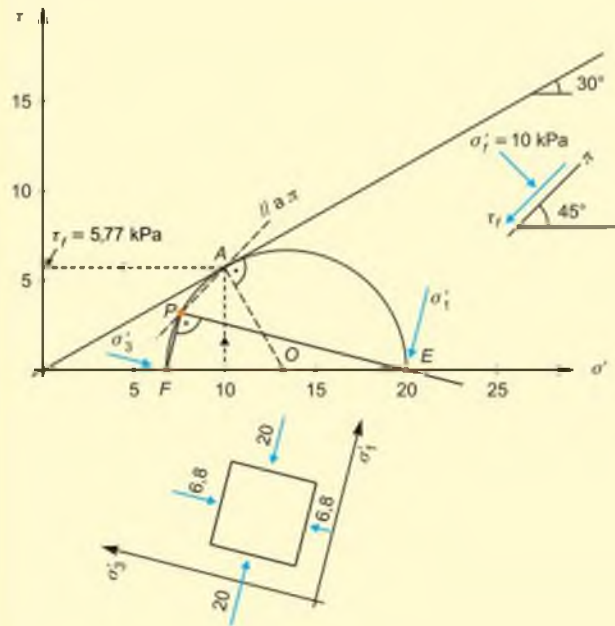
Cálculo de la tensión tangencial y tensiones principales

Los parámetros de resistencia intrínseca de un suelo son $c' = 0$, $\phi' = 30^\circ$. Suponiendo que en un elemento de dicho suelo se ha alcanzado la rotura a favor de un plano que forma 45° con la horizontal para un valor $\sigma'_j = 10$ kPa, determinar:

- La tensión tangencial de rotura τ_f .
- La orientación y magnitud de las tensiones principales en el elemento de suelo.

Solución:

En la figura adjunta se representa de forma gráfica la solución del problema. Los pasos a seguir son:



- a) Se traza una vertical desde $\sigma' = 10$ kPa en el eje de abscisas hasta que se corta la línea de resistencia intrínseca. El punto (A) obtenido permite deducir que la tensión tangencial de rotura es $\tau_f = 5,77$ kPa. (A este mismo valor se podría haber llegado sin más que aplicar la ecuación de la línea de resistencia intrínseca para el valor de la tensión efectiva normal dada.)
- b) El punto (A) representa las tensiones del elemento de suelo considerado en el plano de rotura. Como son tensiones de rotura, el círculo de Mohr será tangente a la línea de resistencia intrínseca, siendo (A) el punto de tangencia. Por tanto, trazando desde (A) una perpendicular a dicha línea se obtiene el centro (O) del círculo buscado, lo que permite trazar el círculo con centro en (O) y radio (OA). La intersección del círculo con el eje de abscisas proporciona los valores de las tensiones principales en el elemento de suelo. Midiendo directamente en el gráfico se obtiene: $\sigma'_1 \approx 20$ kPa; y $\sigma'_3 \approx 6,8$ kPa.
- c) Dado que (A) representa las tensiones del elemento de suelo considerado en un plano que forma 45° con la horizontal, se traza desde (A) una paralela a dicho plano (línea AP), y donde vuelve a cortar al círculo de Mohr se obtiene el polo (P). Desde (P) se trazan las rectas (PE) y (PF), y se obtienen las orientaciones de los planos principales mayor y menor respectivamente (las direcciones de las tensiones principales serán perpendiculares a dichos planos). El estado tensional del elemento de suelo en un sistema cartesiano formado por los ejes principales es el mostrado en la figura complementaria.

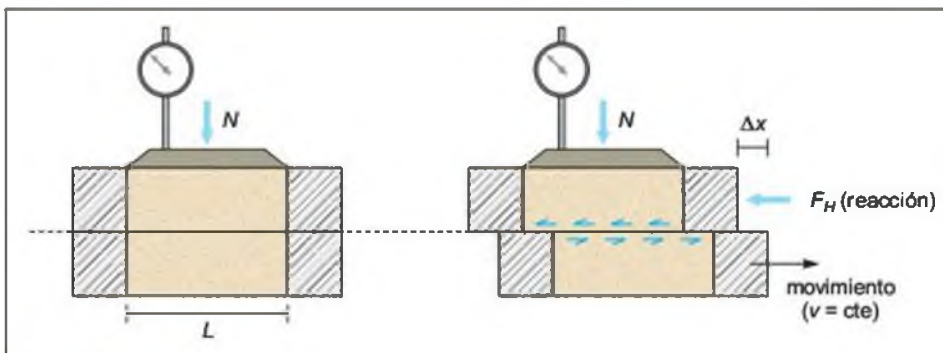


Figura 2.44 Esquema del aparato de corte directo.

o, lo que es lo mismo, bajo tres tensiones normales diferentes (basta dividir cada carga (N) por la sección (S_0) de la muestra para obtener la tensión normal actuante).

En cada uno de los ensayos individuales, a medida que se obliga a la parte inferior de la caja a desplazarse en horizontal a velocidad constante, se va midiendo:

- La fuerza (F_H) necesaria para impedir el movimiento de la parte superior. Dividiendo dicha fuerza por la sección (S_0) de la muestra se obtiene la tensión tangencial (τ) actuante en cada momento sobre el plano de corte.
- El desplazamiento vertical de la muestra. Teniendo en cuenta que las paredes de la caja de corte son rígidas, como en el edómetro, la deformación vertical medida ($\delta\varepsilon_v$) proporciona directamente el cambio de volumen de la muestra (δv), ya que:

$$\delta\varepsilon_v = \frac{\Delta H}{H_0} = \frac{\Delta H \cdot S_0}{H_0 \cdot S_0} = \frac{\Delta V}{V_0} = \delta v$$

donde:

H_0 es la altura inicial de la muestra (4,2 cm en las cajas de corte habituales).

S_0 es la sección de la muestra (usualmente 36 cm² para cajas de $L = 6$ cm de lado).

$V_0 = H_0 \cdot S_0$ es el volumen inicial de suelo.

ΔH es el desplazamiento vertical (positivo si es un acortamiento).

ΔV es la variación de volumen de suelo (positivo si es una compresión).

Con respecto a las fases de ensayo, el proceso suele ser el siguiente:

- a) Se aplica una tensión total vertical N_1 .
- b) Si el ensayo se realiza con la muestra saturada y la célula inundada, habitualmente se deja consolidar la muestra hasta que se disipen los excesos de presión intersticial generados. Esta fase es similar a un escalón del ensayo edométrico, de manera que se puede dibujar la curva asiento tiempo y comprobar cuándo finaliza la consolidación, momento en el que se puede suponer que la tensión total aplicada se ha transformado íntegramente en tensión efectiva.
- c) Se imprime a la parte inferior de la caja de corte una velocidad horizontal constante y se mide a intervalos de tiempo determinados la reacción (F_{H1}) necesaria para impedir el desplazamiento de la superior, de manera que la tensión tangencial en cada instante resulta ser:

$$\tau = \frac{F_{H1}}{L^2}$$

Nota: En esta fase, si la velocidad de corte es suficientemente pequeña como para permitir la

disipación de los excesos de presión intersticial generados por las tensiones tangenciales aplicadas, el ensayo puede considerarse drenado. En estas condiciones los resultados vendrán expresados directamente en tensiones efectivas ($\sigma_n = \sigma'_n$). Para ello, dado que en el aparato de corte directo no se puede controlar el drenaje ni medir la presión intersticial en cada instante, es importante seleccionar una velocidad suficientemente pequeña, algo que depende naturalmente del tipo y permeabilidad del suelo ensayado.

- d) En los mismos intervalos de tiempo se mide el desplazamiento vertical de la muestra, lo que permite obtener los cambios de volumen del suelo en cada momento.

Este mismo proceso se vuelve a realizar con otras dos muestras idénticas de suelo, pero sometidas a tensiones normales crecientes, (σ_{n2}) y (σ_{n3}).

Con relación a la movilización de resistencia al corte, en la Figura 2.45 se muestran cualitativamente los resultados de un ensayo drenado completo como el descrito. En abscisas se representa el desplazamiento horizontal (Δx) de la parte inferior de la caja de corte y en ordenadas la tensión tangencial (τ) medida para cada valor de dicho desplazamiento. En la Figura 2.45 se pueden observar los siguientes aspectos de interés:

- Sea cual sea la tensión efectiva normal aplicada, la tensión tangencial movilizada aumenta progresivamente a medida que progresa el desplazamiento de la caja de corte hasta que se alcanza un máximo (τ_f).
- Cuanto mayor es la tensión efectiva normal inicial, mayor es la tensión tangencial máxima alcanzada.
- La pendiente inicial de la curva tensión tangencial-desplazamiento horizontal es más pronunciada cuanto mayor es la tensión efectiva normal inicial, lo que indica que el suelo aumenta la rigidez con el nivel de tensiones.

En la Figura 2.45b) se muestran las tensiones tangenciales máximas de las curvas anteriores junto con las tensiones efectivas normales iniciales. Como puede apreciarse, los puntos representativos (σ'_n, τ_f) de los tres ensayos se pueden unir de forma bastante aproximada con una recta, que sería la línea de resistencia intrínseca o envolvente de rotura de la que se pueden fácilmente obtener los parámetros (c', ϕ').

■ VENTAJAS E INCONVENIENTES DEL ENSAYO DE CORTE DIRECTO

El sencillo dispositivo de ensayo descrito cuenta con algunas ventajas, así como con una serie de limitaciones. Las principales ventajas son:

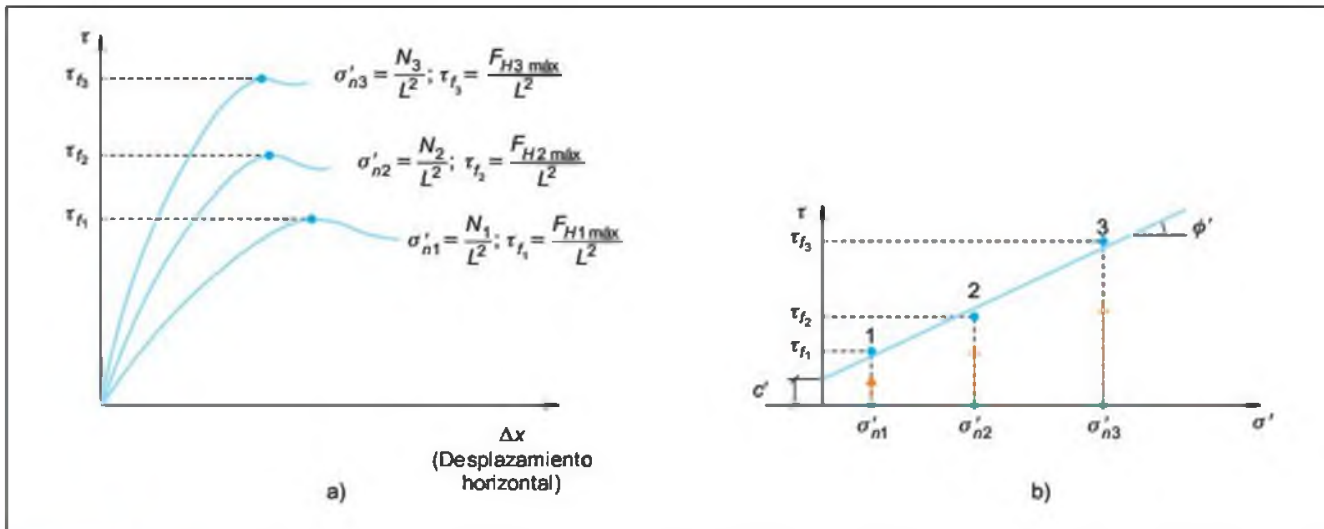


Figura 2.45 Obtención de la envolvente de rotura y los parámetros de resistencia al corte (c' , ϕ') a partir de un ensayo de corte directo drenado.

- Es un ensayo rápido y barato.
- Sus principios básicos son elementales.
- La preparación de las muestras es sencilla.
- Con cajas de corte grandes se pueden ensayar materiales de grano grueso.
- Con algunas modificaciones se pueden emplear los mismos principios para determinar la resistencia de discontinuidades en roca, contacto hormigón-suelo, etc.
- Se puede emplear para medir la resistencia residual en arcillas.

En cuanto a las limitaciones cabe citar:

- La superficie de rotura es obligada.
- La distribución de tensiones en la superficie de corte no es uniforme.
- No se pueden medir en general presiones intersticiales, de manera que la única manera de controlar el drenaje es variando la velocidad de desplazamiento horizontal.
- El área de contacto del plano de corte disminuye a medida que se produce el desplazamiento horizontal relativo entre ambas mitades de la caja.

Comportamiento de los suelos sometidos a corte

A pesar de las limitaciones del ensayo de corte directo, su simplicidad facilita el establecimiento conceptual de ciertas pautas de comportamiento del suelo, que después pueden ampliarse al resto de formas de sollicitación. En los párrafos siguientes se describen

estas pautas para los dos grupos de suelos principales: granulares y arcillosos.

Suelos granulares

Supóngase que se ensayan tres muestras de la misma arena en tres condiciones distintas de densidad. Por simplicidad se supondrá que las tres muestras se ensayan en condiciones drenadas, de manera que las tensiones totales y efectivas coincidirán en todo momento.

La muestra 1 se encuentra en un estado muy flojo, con un índice de poros (e_1) elevado. La muestra 2, constituida por la misma arena, es algo más densa que la anterior, de forma que tiene menos volumen de huecos y su índice de poros (e_2) es menor que el de la muestra 1. La última muestra, 3, es muy densa, con menor volumen de huecos que las dos anteriores y por tanto con el menor índice de poros (e_3) de las tres. A continuación se montan las tres muestras en sendos aparatos de corte directo, se les aplica la misma tensión efectiva normal:

$$\sigma'_{n1} = \frac{N_1}{L^2}$$

y, finalmente, se las somete a corte de la forma descrita anteriormente.

En la Figura 2.46 se representan cualitativamente los resultados de estos ensayos. La Figura 2.46a) muestra las curvas tensión tangencial-movilizada-desplazamiento horizontal. La Figura 2.46b) representa la relación desplazamiento horizontal-cambio de volumen. La Figura 2.46c) muestra la relación índice de poros-desplazamiento, y la Figura 2.46d) muestra el recorrido tensional sufrido en un plano (σ' , τ).

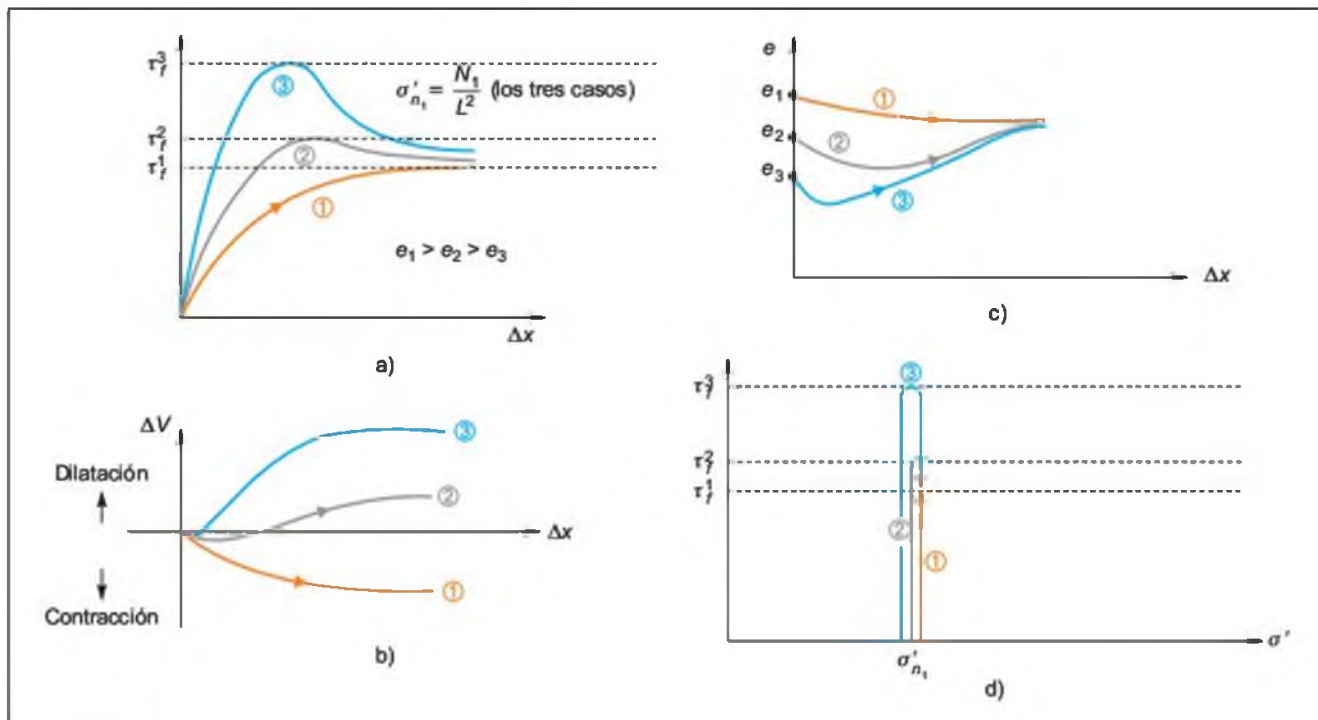


Figura 2.46 Curvas de ensayos de corte drenado sobre muestras granulares de distinta densidad inicial.

Nota: El índice de poros en cada momento del ensayo se puede obtener de forma sencilla aplicando la expresión:

$$\frac{\Delta H}{H_0} = \frac{e_0 - e}{1 + e_0} \Rightarrow e = e_0 - \frac{\Delta H}{H_0} (1 + e_0)$$

siendo:

H_0 la altura inicial de la muestra.

e_0 el índice de poros inicial de cada muestra (e_1 , e_2 y e_3 respectivamente en este caso).

ΔH el desplazamiento vertical medido (positivo si es de compresión).

De la observación detallada de los gráficos anteriores se pueden deducir los siguientes aspectos de interés:

• Muestra de baja densidad (1):

- La tensión tangencial movilizada aumenta con el desplazamiento horizontal (Δx) hasta alcanzar un valor máximo (τ_f^1). A partir de ese instante se mantiene constante aunque el desplazamiento horizontal prosiga.
- Desde el inicio del ensayo se observa un asiento de la placa de reparto, es decir, la muestra reduce su volumen al ser sometida a tensiones

cortantes. Se llega a una cierta magnitud del desplazamiento horizontal a partir del cual no se observan cambios apreciables de volumen.

• Muestra de densidad media (2):

- Como en la muestra (1), la tensión tangencial movilizada aumenta con el desplazamiento horizontal (Δx). En este caso la pendiente de la curva (τ , Δx) es mayor, y además se alcanza una tensión tangencial máxima (resistencia de «pico» = τ_f^2) claramente superior a (τ_f^1). Estas observaciones indican que la muestra (2), más densa que la (1), resulta también más rígida y resistente. Sin embargo, si prosigue el desplazamiento horizontal, la tensión tangencial movilizada decrece hasta que termina por converger con (τ_f^1).
- Al principio del ensayo se producen asientos de la placa de reparto, o lo que es lo mismo, la muestra disminuye de volumen (contrae). Sin embargo, llegado a un punto pueden comenzar a producirse levantamientos o aumentos de volumen (dilatación). Finalmente y como en el caso anterior, con suficiente desplazamiento se alcanza un estado a partir del cual no se observan cambios apreciables de volumen.
- La Figura 2.46c) reproduce en términos del índice de poros los cambios de volumen descritos

en el párrafo anterior, pero además muestra un aspecto interesante del comportamiento cualitativo de los suelos granulares. Así, en el estado descrito en que dejan de producirse cambios apreciables de volumen y convergen las tensiones tangenciales de las muestras (1) (2), también convergen los índices de poros de ambas.

- Muestra de densidad elevada (3):

- Este último ensayo muestra una mayor pendiente de la curva (τ , Δx), así como la máxima tensión tangencial movilizada. De hecho, se puede observar una resistencia de «pico» (τ_f^3) muy superior a las máximas tensiones tangenciales alcanzadas en los otros dos ensayos. En definitiva, la muestra más densa revela un comportamiento más rígido, y resulta sustancialmente más resistente. En cualquier caso, como en los ensayos realizados sobre muestras menos densas, con suficiente desplazamiento horizontal la tensión tangencial movilizada decrece hasta que termina por converger con (τ_f^1).
- Al principio del ensayo se pueden producir pequeños descensos de la placa de reparto, quizás debidos a reajustes en el aparato de corte, pero rápidamente comienzan a registrarse ascensos netos de la misma. Este comportamiento indica que la muestra densa resulta claramente dilatante, tendiendo a aumentar de volumen cuando se la somete a corte. Como en los casos anteriores, con suficiente desplazamiento se alcanza un estado a partir del cuál cesan los cambios apreciables de volumen.
- También la muestra densa tiende a converger hacia un único índice de poros y llegar a ese estado en el que mayores desplazamientos no producen más cambios de volumen ni modificaciones en la tensión tangencial, que se mantiene aproximadamente igual a (τ_f^1).

Estos tres ensayos de corte podrían repetirse en muestras idénticas a las anteriores pero sometidas a tensiones efectivas normales mayores. La Figura 2.47 representa esquemáticamente las tres envolventes de rotura resultantes, mostrando cómo el ángulo de rozamiento (de pico) depende directamente de la densidad inicial del suelo.

Como se ha visto, la relación entre la densidad o compacidad inicial de un determinado suelo granular y su resistencia es muy acusada. Tanto es así que en la práctica habitual se dispone de correlaciones aproximadas entre dicha compacidad, determinada a través de ensayos *in situ* como el SPT (Capítulo 6), y el ángulo de rozamiento interno, tal y como muestra el Cuadro 2.5.

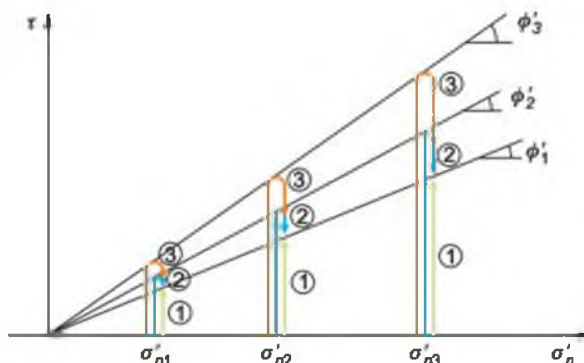


Figura 2.47 Envolventes de rotura en función de la densidad inicial.

Correlación entre el SPT y el ángulo de rozamiento interno de suelos granulares

N(SPT)	Compacidad	ϕ (°)
0-4	Muy floja	28
4-10	Floja	28-30
10-30	Medianamente densa	30-36
30-50	Densa	36-41
> 50	Muy densa	> 41

Aunque la compacidad es un factor primario indiscutible, la mayor o menor resistencia de un suelo granular depende también de algunos otros factores, entre los que cabe destacar **la forma de las partículas, la distribución granulométrica y el tamaño de los granos**. En los tres casos citados la influencia sobre la resistencia es sencilla e intuitiva. Así, en lo que respecta a la forma resulta evidente que será más sencillo hacer deslizar o rodar entre sí partículas redondeadas que granos angulosos e irregulares, de manera que un suelo constituido por estos últimos mostrará mayor resistencia al corte. Con relación a la granulometría, en un suelo uniforme la mayoría de las partículas son de tamaño similar, de forma que el tamaño del hueco máximo entre partículas depende directamente del tamaño de éstas. Un suelo bien graduado, sin embargo, posee partículas de muchos tamaños distintos, con lo que los granos medianos pueden ocupar los poros de las partículas más gruesas, las partículas más finas los huecos entre las medianas, y así de forma sucesiva. Lógicamente esta mejor posibilidad de estibación da lugar a que en un suelo bien graduado se pueda alcanzar una estructura más densa y más resistente que en un suelo uniforme. Finalmente, resultará más difícil hacer deslizar y rodar entre sí partículas de gran tamaño que partículas pequeñas.

Valores del ángulo de rozamiento interno en suelos granulares no plásticos en función de la granulometría y la compacidad(*)

Tipo de suelo	Ángulo de rozamiento interno en función de la densidad inicial (°)		
	Flojo	Medianamente denso	Denso
Limo no plástico	26 a 30	28 a 32	30 a 34
Arena uniforme fina a media	26 a 30	30 a 34	32 a 36
Arena bien graduada	30 a 34	34 a 40	38 a 46
Mezclas de arena y grava	32 a 36	36 a 42	40 a 48

(*) Hough (1957) sugiere emplear los valores más bajos de cada rango para los suelos redondeados o para aquéllos que posean partículas débiles (micas, esquistos), y los más elevados para suelos con partículas angulosas y resistentes.

En el Cuadro 2.6 se muestran algunos órdenes de magnitud de los ángulos de rozamiento que cabe esperar en función de la compacidad y el tipo de suelo, en donde se pueden apreciar algunos de los aspectos descritos anteriormente.

Suelos arcillosos

Por simplicidad se supondrá que los ensayos que se describen a continuación se realizan en condiciones drenadas, es decir, dejando disipar completamente cualquier exceso de presión intersticial originado por los incrementos de tensiones tanto normales como tangenciales del ensayo. Adicionalmente se supondrá que el suelo ensayado es una arcilla reconstituida, es decir, consolidada en laboratorio a partir de una suspensión. Esta hipótesis de trabajo permite idealizar el proceso de formación de un depósito arcilloso sin efectos complementarios de ganancia de resistencia debidos al envejecimiento, cementación, etc.

■ **ARCILLAS DE BAJA PLASTICIDAD**

En la Figura 2.48a) se ha representado el proceso de consolidación unidimensional de una arcilla de baja plasticidad, reconstituida en laboratorio a partir de una suspensión acuosa. Como se ha descrito en el Apartado 2.5, los puntos (1), (2) y (3) corresponden a estados normalmente consolidados, mientras que los puntos (4) y (5) corresponderían a estados sobreconsolidados bajo una presión de preconsolidación igual a la del estado (3). Una vez alcanzado cada uno de los 5 estados anteriores (finalizada la consolidación en cada uno de ellos), se somete el suelo a sendos ensayos de corte directo drenados. En la Figura 2.48b) se representan los recorridos de tensiones (σ' , τ) de los 5 ensayos, mientras que en la Figura 2.48c) se muestran las curvas (τ , Δx) correspondientes. Para mayor claridad, en esta última Figura tan sólo se han representado las curvas de los ensayos sobre las

muestras (2), (3) y (4). Finalmente, se supondrá que se dispone de un comparador vertical que permite determinar los cambios de volumen durante el corte.

De los resultados obtenidos se pueden deducir las siguientes pautas de comportamiento:

- Muestras normalmente consolidadas (1, 2 y 3):
 - La tensión tangencial movilizada aumenta con el desplazamiento horizontal (Δx) hasta alcanzar un valor máximo (τ_{max}) de «pico». Dicho «pico» es apenas perceptible, ya que τ desciende de forma muy rápida hasta un valor ($\tau_{NC} \approx \tau_{max}$) que se mantiene constante aunque el desplazamiento horizontal prosiga. Si se realizara un ciclo de descarga recarga se alcanzarían aproximadamente los mismos niveles de tensión tangencial previos.
 - La envolvente de rotura queda definida por un ángulo de rozamiento interno ϕ'_{NC} y una cohesión efectiva nula ($c' = 0$)¹.
 - El suelo tiende a reducir su volumen (es contractante) durante el corte, si bien, como en el caso de la tensión tangencial, también se llega a una cierta magnitud del desplazamiento horizontal a partir del cual no se observan cambios apreciables de volumen.
- Muestras sobreconsolidadas (4 y 5):
 - Las pendientes de las curvas (τ , Δx) son mayores que en las muestras normalmente consolidadas, y movilizan su máxima tensión tangencial con menores deformaciones que éstas, es decir, son más rígidas.
 - Las tensiones tangenciales máximas alcanzadas son netamente superiores a las del suelo normal-

¹ En definitiva, en ausencia de efectos complementarios derivados de la creación de enlaces, envejecimiento, cementaciones, etc., una arcilla normalmente consolidada de baja plasticidad no tiene cohesión.

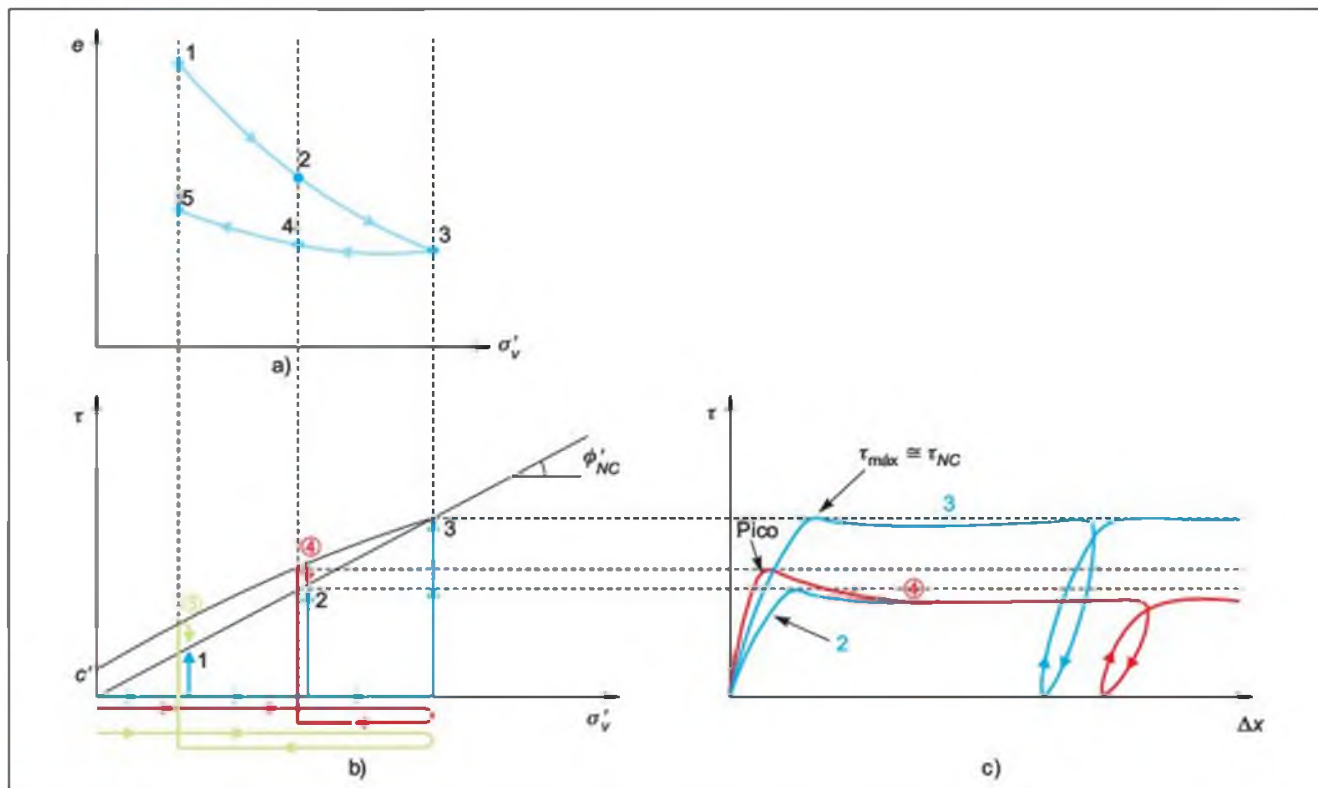


Figura 2.48 Curvas de ensayos de corte drenado sobre muestras arcillosas de baja plasticidad (modificado de Burland, 1988).

mente consolidado ensayado bajo las mismas tensiones normales iniciales. De hecho, los recorridos de tensiones en el plano (σ' , τ) superan claramente la línea de resistencia intrínseca de los estados normalmente consolidados y alcanzan una resistencia «de pico» por encima de la envolvente definida por $c' = 0$, ϕ'_{NC} .

- La envolvente de rotura de los estados sobreconsolidados viene definida por una cohesión y un ángulo de rozamiento interno efectivos (c' , ϕ'_{OC}).
- Una vez alcanzado el valor «de pico», al proseguir las deformaciones disminuyen las tensiones tangenciales, tendiendo hacia las que proporcionaría el suelo normalmente consolidado bajo el mismo nivel tensional.
- Las muestras con pequeño OCR pueden contraer algo, pero a medida que aumenta la sobreconsolidación resultan dilatantes.
- Con suficiente deformación, se alcanza un estado en el que pueden proseguir las deformaciones sin cambios en la tensión tangencial o en el volumen del suelo.

■ **ARCILLAS DE ALTA PLASTICIDAD**

La Figura 2.49 muestra el mismo procedimiento de ensayo de la Figura 2.48, pero en esta ocasión aplicado

a una arcilla de alta plasticidad (o de elevado contenido en mineral de arcilla).

Como puede apreciarse al comparar ambas Figuras, 2.48 y 2.49, la diferencia principal entre ambas arcillas deriva de su comportamiento tras alcanzar la tensión tangencial máxima. Así, en el caso de los suelos de alto contenido en arcilla, la resistencia movilizada puede disminuir de forma muy marcada a medida que se acumulan las deformaciones, llegando a desarrollar una envolvente de resistencia netamente por debajo de la proporcionada por $c' = 0$, ϕ'_{NC} . Esta resistencia se denomina **residual**, y viene definida por los parámetros de resistencia residual $c'_r = 0$, $\phi'_r < \phi'_{NC}$.

El mecanismo que explica la disminución de resistencia hasta condiciones residuales proviene de la forma laminada de las partículas que constituyen los minerales de arcilla. Así, a medida que aumenta el nivel de deformaciones de corte, las partículas se reorientan progresivamente, terminando por disponerse en paralelo, disposición ésta más débil que la original. La reorientación de partículas se concentra habitualmente en una banda de delgado espesor, en donde se desencadena la rotura (Lupini, Skinner y Vaughan, 1981).

Evidentemente, la posibilidad de reducción de resistencia en los suelos de alta plasticidad puede conllevar implicaciones de gran relevancia en las obras, por ejemplo cuando éstas hayan de ejecutarse en lade-

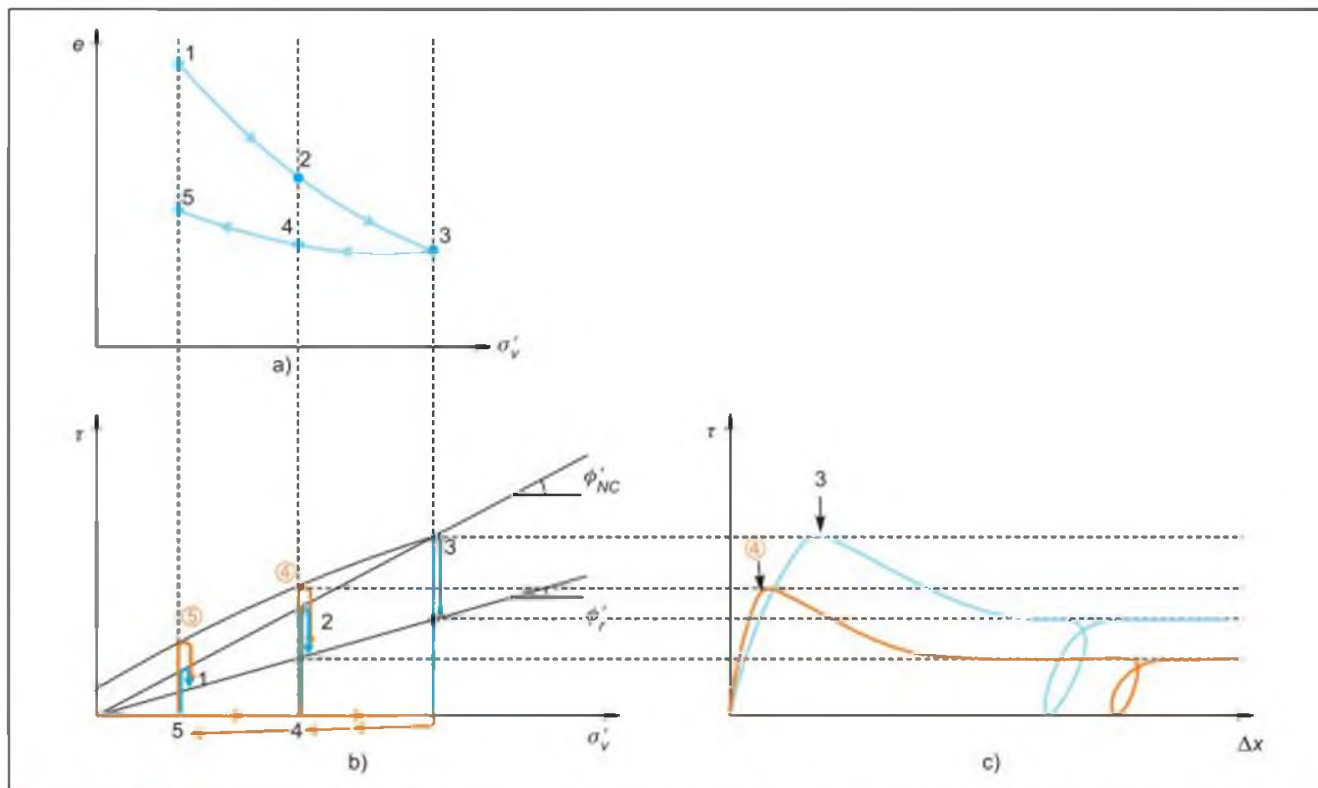


Figura 2.49 Curvas de ensayos de corte drenado sobre muestras arcillosas de alta plasticidad (modificado de Burland, 1988).

ras previamente deslizadas en las que el nivel de deformaciones ya sufrido por el material haya podido llevarlo a condiciones próximas a las residuales.

Para estudiar en laboratorio la resistencia residual se puede emplear el aparato de corte directo. Para alcanzar el nivel de deformaciones requerido el procedimiento consiste en efectuar varios recorridos completos de la caja, llevándola hacia atrás una vez llegado el máximo desplazamiento horizontal permitido por el sistema y repitiendo el ensayo las veces necesarias.

■ RESUMEN

Como resumen, se pueden señalar las siguientes pautas de comportamiento en suelos arcillosos sometidos a corte en condiciones drenadas:

Arcillas de bajo índice de plasticidad

- Las arcillas **normalmente consolidadas** de baja plasticidad alcanzan su resistencia «de pico» con pequeños niveles de deformación. Al aumentar las deformaciones de corte se puede producir una pequeña reducción de la tensión tangencial movilizable.
- En ausencia de fenómenos de envejecimiento o cementación, la envolvente de rotura se caracteriza por mostrar una cohesión efectiva nula y un determinado ángulo de rozamiento interno ϕ'_{NC} .

- En general, tienden a reducir su volumen frente a las deformaciones de corte (son contractantes).
- Las arcillas **sobreconsolidadas** de baja plasticidad muestran una resistencia «de pico» superior a la de las arcillas normalmente consolidadas, alcanzando dicha resistencia con niveles de deformación muy pequeños.
- Al aumentar el nivel de deformaciones la tensión tangencial movilizada decrece, tendiendo a la máxima resistencia del estado normalmente consolidado, caracterizada por ($c' = 0, \phi'_{NC}$).
- La envolvente de rotura muestra una cierta cohesión efectiva.
- Con grados de sobreconsolidación ligeros pueden resultar contractantes, pero a medida que aumenta la sobreconsolidación muestran un aumento neto de volumen (son dilatantes).

Arcillas de elevado índice de plasticidad

- En relación a las condiciones «de pico», su comportamiento es análogo al de las arcillas de bajo índice de plasticidad. Sin embargo, con niveles de deformación elevados se puede producir una importante reducción de la tensión tangencial movilizable, llegando a unas «condiciones residuales» caracterizadas por $c'_r = 0, \phi'_r < \phi'_{NC}$.

El ensayo triaxial

Dispositivo de ensayo

El ensayo de laboratorio más difundido para el estudio de la resistencia al corte de los suelos es el triaxial. Aunque con algunas limitaciones, esta prueba resulta muy versátil y permite obtener una buena y variada información sobre la resistencia del suelo en diversas condiciones controlables a voluntad.

El ensayo triaxial (Figuras 2.50 y 2.51) consiste en preparar una probeta cilíndrica de suelo, de altura doble del diámetro, que se rodea de una membrana impermeable. Si se desea permitir el drenaje y controlar las presiones intersticiales en el interior de la muestra, se colocan además sendas piedras porosas en la base y en la parte superior de la probeta.

La probeta se instala a continuación en el pedestal metálico de una célula, también cilíndrica, dentro de la cuál se introduce agua a la que se le puede dar presión (conducto y válvula *c* de la Figura 2.50). Habida cuenta que dicha presión de cámara actúa con la misma intensidad en todas las direcciones, mediante la célula se puede aplicar una presión total isótropa sobre la muestra $\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_3 = \sigma_c$.

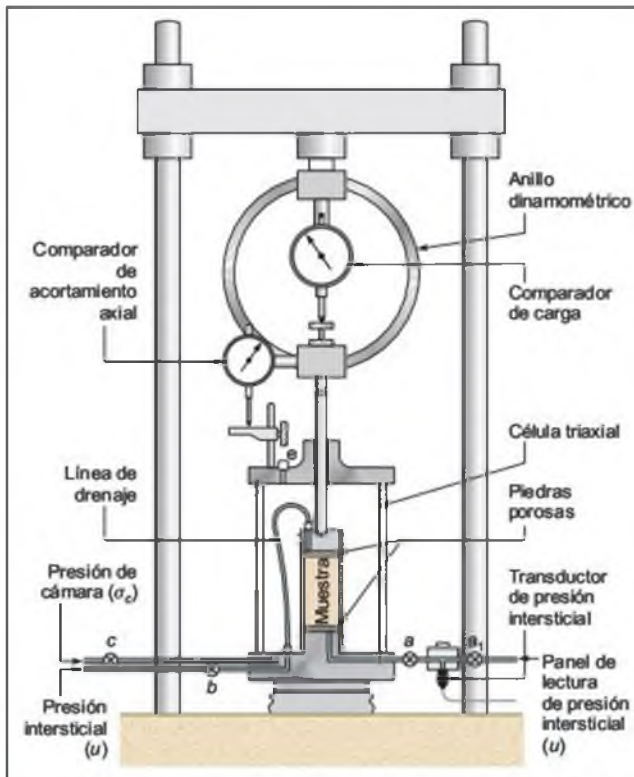


Figura 2.50 Esquema de un ensayo triaxial.

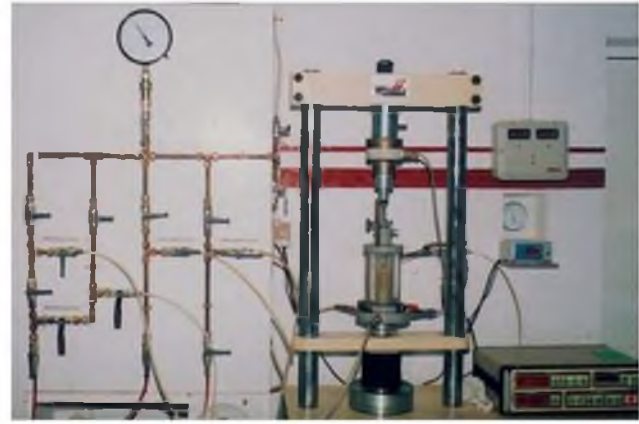


Figura 2.51 Equipo para ensayos triaxiales (cortesía de Geotecnia 2000).

En la parte superior de la probeta, conectado a ella a través de la piedra porosa, se dispone un tubo llamado «línea de drenaje». Este conducto permite aplicar al agua que rellena los poros del suelo la presión intersticial (*u*) deseada (conducto y válvula *b*). Al mismo tiempo, también permite controlar la salida y entrada de agua de la probeta. Así, si el suelo se encuentra saturado, la reducción o aumento de su volumen de huecos irá necesariamente asociado a la expulsión o ganancia del mismo volumen de agua, de manera que el sistema conectado a la válvula *b*, permite medir en todo momento los cambios de volumen del suelo durante ensayos con drenaje.

Por último, en el pedestal, bajo la probeta se dispone de un tercer conducto conectado directamente con la muestra de suelo a través de la piedra porosa inferior. Dicho conducto, conectado a un transductor de presión intersticial, permite medir en todo momento la presión intersticial en la muestra (conducto y válvula *a*).

El sistema de carga descrito sólo permite aplicar y controlar tensiones isótropas, ya sean totales o intersticiales. Para introducir tensiones tangenciales, al igual que en el ensayo de corte directo, lo que se hace es imponer un modo de deformación que implique la creación de tensiones de corte, que finalmente pueden medirse como una determinada reacción que se opone al movimiento.

En el caso del triaxial se imprime un movimiento ascendente controlado (a velocidad constante) a toda la célula. Para contrarrestar este movimiento, en la parte superior de la probeta se dispone de un pistón muy rígido, que sobresale de la célula y se encuentra unido a un anillo dinamométrico en donde se mide la reacción necesaria para mantener inmóvil la parte superior de la muestra ($\Delta\sigma_1$). En definitiva, en el ensayo triaxial se pueden controlar las tensiones princi-

pales totales, las presiones intersticiales y las tensiones efectivas:

$$\sigma_1 = \sigma_c + \Delta\sigma_1; \quad \sigma'_1 = \sigma_1 - u$$

$$\sigma_2 = \sigma_3 = \sigma_c; \quad \sigma'_2 = \sigma'_3 = \sigma_c - u$$

Como puede apreciarse a partir de las expresiones anteriores:

- El sistema de carga aplicado no es completamente general, sino de simetría axial ($\sigma_2 = \sigma_3$).
- La tensión tangencial máxima en cada instante del ensayo viene dada por (véase la construcción del círculo de Mohr):

$$\tau = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2}$$

Por último, se puede medir el acortamiento axial de la probeta de suelo de forma continua, para lo cual se emplea un comparador situado entre la célula y el pistón.

Tipos de ensayo

Aunque la versatilidad del aparato triaxial permite llevar a cabo pruebas muy diversas, existen tres tipos de ensayos característicos. En todos ellos se distinguen dos fases diferenciadas:

- La aplicación de una determinada presión isotropa de cámara (σ_c), permitiendo o no el drenaje.
- La introducción de tensiones tangenciales hasta rotura por medio del movimiento ascendente y el consiguiente aumento de la tensión principal vertical.

En todos los casos, como en el ensayo de corte directo, se llevan a rotura tres muestras idénticas de suelo, sometidas en la primera fase del ensayo a tensiones isotropas crecientes ($\sigma_{c1}, \sigma_{c2}, \sigma_{c3}$).

■ ENSAYO DE COMPRESIÓN TRIAXIAL CON CONSOLIDACIÓN PREVIA Y ROTURA CON DRENAJE (CD)

En la Figura 2.52 se muestran las dos fases básicas del ensayo. En primer lugar se aplica una presión de cámara (σ_c) y una presión intersticial (u_0), dejando que la muestra drene libremente. De acuerdo a los conceptos descritos en el Apartado 2.4, los incrementos tensionales aplicados de forma instantánea darán lugar a una cierta distribución inicial de tensiones efectivas e intersticiales, siguiendo el postulado de Terzaghi. Al permitir el drenaje, los excesos de presión intersticial generados se irán disipando paulatinamente en función de la permeabilidad del suelo, hasta

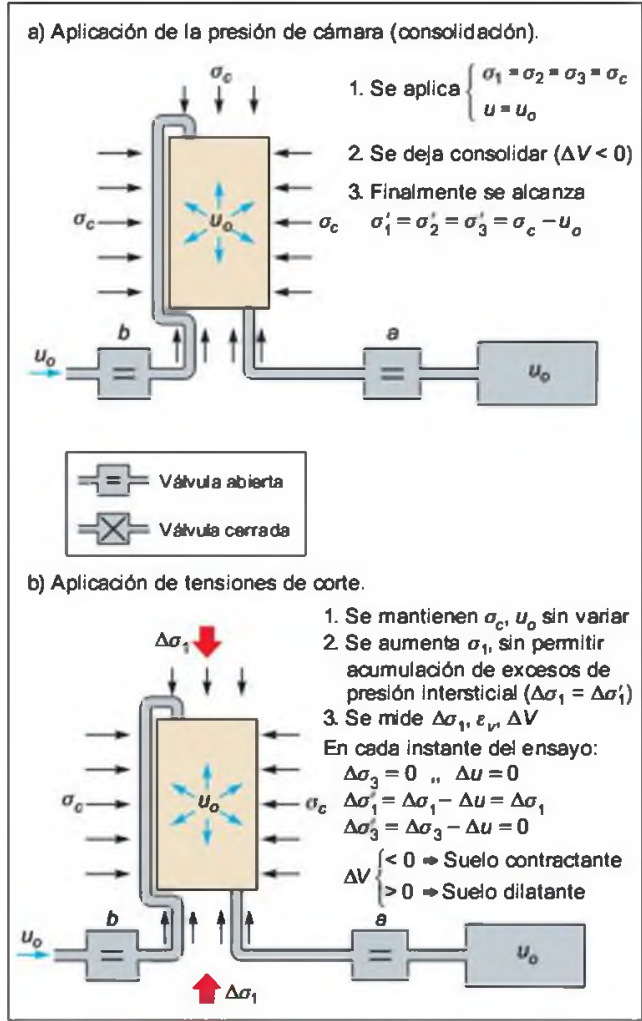


Figura 2.52 Fases de un ensayo CD.

alcanzar la consolidación completa. En ese momento la presión intersticial volverá a ser la de equilibrio (u_0 en este caso, impuesta por el sistema de presión de la válvula b , que también permanece abierta) y las tensiones efectivas actuantes sobre el suelo resultarán:

$$\sigma'_1 = \sigma_c - u_0$$

$$\sigma'_2 = \sigma_c - u_0$$

$$\sigma'_3 = \sigma_c - u_0$$

Complementariamente, la reducción de volumen originada por el incremento isotropo de tensiones efectivas puede medirse en el sistema de control de drenaje. Así, partiendo de la muestra saturada, el volumen de agua expulsado será igual a la disminución de volumen de la muestra.

Una vez finalizada la consolidación puede dar comienzo la fase de corte. Para ello se mantienen inva-

riables la presión de cámara y la presión intersticial de la fase anterior (válvulas *a* y *b* abiertas), y se imprime una velocidad ascendente a la célula impidiendo el desplazamiento vertical de la probeta mediante el pistón. Dado que el ensayo se realiza con drenaje, se selecciona una velocidad lo suficientemente lenta como para asegurar que los excesos de presión intersticial generados se van disipando de forma continua. Este extremo puede controlarse leyendo el transductor de presión intersticial, que debe proporcionar en todo momento una lectura en el entorno de u_0 . En todo el proceso se mide el incremento de tensión vertical ($\Delta\sigma_1 = \Delta\sigma'_1$), la variación de volumen de la muestra (ΔV) y el acortamiento axial producido (ϵ_v). La diferencia ($\sigma_1 - \sigma_3 = \Delta\sigma_1$) se denomina **desviador**, y representa el doble de la tensión tangencial máxima en cada momento del ensayo.

En las pruebas triaxiales CD es habitual representar las curvas ($\sigma'_1 - \sigma_3, \epsilon_v$) y ($\Delta V/V, \epsilon_v$) a lo largo del ensayo, de forma similar a lo ya descrito para el ensayo de corte directo.

En un ensayo completo se rompen tres probetas preparadas de la misma forma, aplicando a cada una tensiones efectivas isotropas de consolidación crecientes en la primera fase (por ejemplo, $\sigma_c - u = 100, 200$ y 300 kPa respectivamente). En cada ensayo la rotura se alcanza con una tensión vertical $\sigma_{1f} = \sigma'_{1f}$ diferente, mayor cuanto más elevada sea la presión efectiva de cámara inicial. Por tanto, en un diagrama (σ', τ) se podrán dibujar tres círculos de Mohr en tensiones efectivas (Figura 2.53), lo cuál resulta sencillo dado que:

- La tensión principal menor es igual a la presión efectiva de consolidación de la primera fase ($\sigma_c - u$).
- El diámetro del círculo es el desviador en rotura ($\sigma_1 - \sigma_3)_f = \Delta\sigma_{1f}$.

Así como en el ensayo de corte directo los puntos representativos de la rotura de cada muestra se encontraban alineados, en este caso ocurre algo semejante:

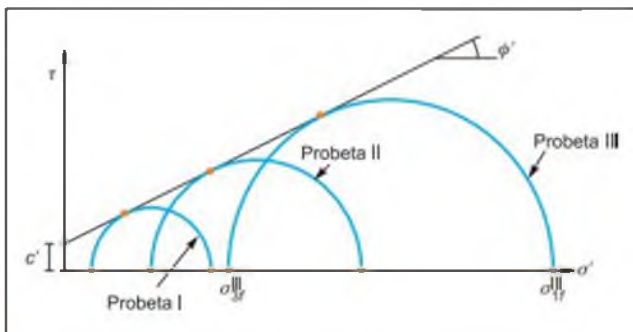


Figura 2.53 Círculos de Mohr en rotura en ensayos CD (tensiones efectivas).

los círculos tienen, aproximadamente, una tangente común. Trazando la tangente común a los tres círculos se obtiene la envolvente de rotura en tensiones efectivas, de la que resulta inmediato deducir los parámetros de resistencia al corte del suelo (c', ϕ').

■ **ENSAYO DE COMPRESIÓN TRIAXIAL CON CONSOLIDACIÓN PREVIA, ROTURA SIN DRENAJE Y MEDIDA DE LA PRESIÓN INTERSTICIAL (CU)**

En la Figura 2.54 se muestran las fases básicas de este ensayo. La primera de ellas corresponde a la consolidación bajo una tensión efectiva isotropa, y es idéntica a la primera etapa del ensayo CD. Completada la consolidación, se cierra la válvula *b* de drenaje y de introducción de presión intersticial, y se comienza la fase de corte imprimiendo un movimiento ascendente a la célula al mismo tiempo que se impide el desplazamiento vertical de la probeta por medio del pistón.

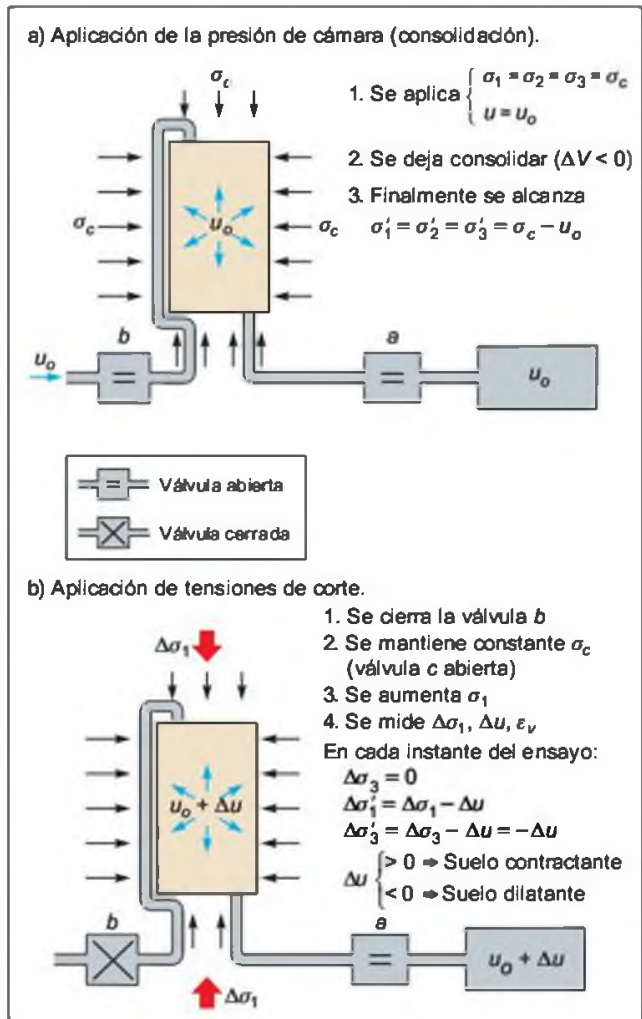


Figura 2.54 Fases de un ensayo CU.

En todo el proceso se mide el incremento de tensión vertical total originado ($\Delta\sigma_1$), la variación de la presión intersticial en la muestra (Δu) y el acortamiento axial producido (ε_v). En las pruebas triaxiales CU es habitual representar las curvas ($\sigma'_1 - \sigma_3, \varepsilon_v$) y ($\Delta u, \varepsilon_v$) a lo largo del ensayo.

Cuando se alcance la rotura se habrá introducido un incremento de tensión vertical total ($\Delta\sigma_1$)_f. Como se conoce la presión intersticial en ese instante ($u_f = u_0 + \Delta u_f$), se pueden determinar fácilmente las tensiones efectivas en el momento de la rotura y dibujar el círculo de Mohr correspondiente:

Estado	Tensiones totales	Presión intersticial	Tensiones efectivas
Inicial	$\sigma_1 = \sigma_3 = \sigma_c$	u_0	$\sigma'_1 = \sigma'_3 = \sigma_c - u_0$
Rotura	$\sigma_{1f} = \sigma_c + \Delta\sigma_{1f}$ $\sigma_{3f} = \sigma_c$	$u_0 + \Delta u_f$	$\sigma'_{1f} = (\sigma_c + \Delta\sigma_{1f}) - (u_0 + \Delta u_f)$ $\sigma'_{3f} = \sigma_c - (u_0 + \Delta u_f)$

Como en el caso anterior, en un ensayo completo se rompen tres probetas preparadas de la misma forma aplicando tensiones efectivas isotrópicas de consolidación crecientes, de manera que trazando la tangente común a los tres círculos de Mohr resultantes en tensiones efectivas, se pueden determinar los parámetros efectivos de resistencia del suelo (c', ϕ').

Consideraciones sobre la ausencia de drenaje y la respuesta de la presión intersticial

Como se ha descrito, en la fase de corte del ensayo CU la válvula de drenaje permanece cerrada. En consecuencia, si la muestra se encuentra saturada, como es habitual en este ensayo, al impedir que el agua entre o salga de la probeta el volumen de la misma permanece constante durante toda la fase de corte ($\Delta V = 0$).

En estas condiciones, si el suelo ensayado es contractante, es decir, tiende a reducir su volumen cuando se le somete a corte, dicha tendencia se verá reflejada en un aumento de la presión intersticial ($\Delta u > 0$) durante el ensayo. La explicación de este fenómeno es bastante intuitiva, dado que para que el suelo reduzca su volumen es necesario que expulse agua, y por lo tanto que la presión intersticial se eleve de forma transitoria, lo suficiente como para provocar la salida del volumen de agua necesaria para la contracción. Por tanto, si no se permite la salida del agua de los poros, el incremento de presión intersticial generado no se podrá disipar y se irá acumulando y aumentando a medida que prosiga el aumento de las tensiones de corte.

Por otra parte, si el suelo ensayado es dilatante, esto es, si tiende a aumentar de volumen cuando se lo somete a corte, esta tendencia se verá reflejada en una disminución de la presión intersticial ($\Delta u < 0$) durante el ensayo. De nuevo la explicación de este fenómeno resulta intuitiva, siendo simplemente el «reflejo» o efecto contrario del mecanismo descrito para los suelos contractantes.

Recordando los conceptos descritos en relación a las tensiones inducidas en el suelo saturado por procesos de carga sin drenaje, para el caso del ensayo triaxial la sobrepresión intersticial en un suelo saturado viene dada por:

$$\Delta u = \Delta\sigma_3 + A(\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3)$$

donde A es un parámetro que depende del tipo de suelo. Teniendo en cuenta que en la fase de corte la presión total de cámara permanece constante ($\Delta\sigma_3 = 0$), la expresión anterior queda reducida a:

$$\Delta u = A(\Delta\sigma_1)$$

y en el momento de la rotura resultará:

$$\Delta u_f = A_f(\Delta\sigma_{1f})$$

donde $\Delta\sigma_{1f}$ es positivo; en consecuencia, el «signo» de Δu_f depende exclusivamente de A_f .

En el Cuadro 2.7 se incluyen los órdenes de magnitud del parámetro A en rotura para algunos suelos, así como la tendencia de cambio de volumen en estos mismos suelos en ensayos con drenaje. A partir de dicho cuadro se puede comprobar la relación directa entre el carácter contractante o dilatante de un suelo determinado y la respuesta de la presión intersticial cuando se impide el drenaje.

■ ENSAYO DE COMPRESIÓN TRIAXIAL SIN CONSOLIDACIÓN PREVIA Y ROTURA SIN DRENAJE (UU)

Este ensayo presenta la particularidad de que la válvula de drenaje y de introducción de presión intersticial (b) permanece siempre cerrada. En la primera fase se aplica simplemente una presión isotrópica de célula ($\sigma_1 = \sigma_3 = \sigma_c$) impidiendo el drenaje. Si la probeta está saturada, en ausencia de drenaje toda la tensión total isotrópica de cámara se transmite al líquido intersticial, y por lo tanto las tensiones efectivas en el suelo no varían. Por ello, aunque se lleven a cabo tres ensayos en tres muestras idénticas y se apliquen tres tensiones de cámara distintas, las tensiones efectivas iniciales son las mismas en las tres muestras. Este hecho da lugar a que al ejecutar la fase de corte, también sin drenaje, el desviador de rotura $\Delta\sigma_{1f}$ resulte siempre el mismo. En dicha fase se miden el incremento de tensión vertical total ($\Delta\sigma_1$) y la deformación axial ε_v .

Valores del parámetro A en rotura

Tipo de suelo	ΔV en ensayos con drenaje	A_f en ensayos triaxiales sin drenaje
Arcilla sensitiva	Alta contracción	+0,75 a +1,5
Arcilla normalmente consolidada	Contracción	+0,50 a +1,0
Arcilla arenosa compactada	Ligera contracción	+0,25 a +0,75
Arcilla ligeramente sobreconsolidada	Ligera a nula contracción	+0,00 a +0,5
Grava arcillosa compactada	Dilatación/contracción	-0,25 a +0,25
Arcilla muy sobreconsolidada	Dilatación	-0,50 a 0,0

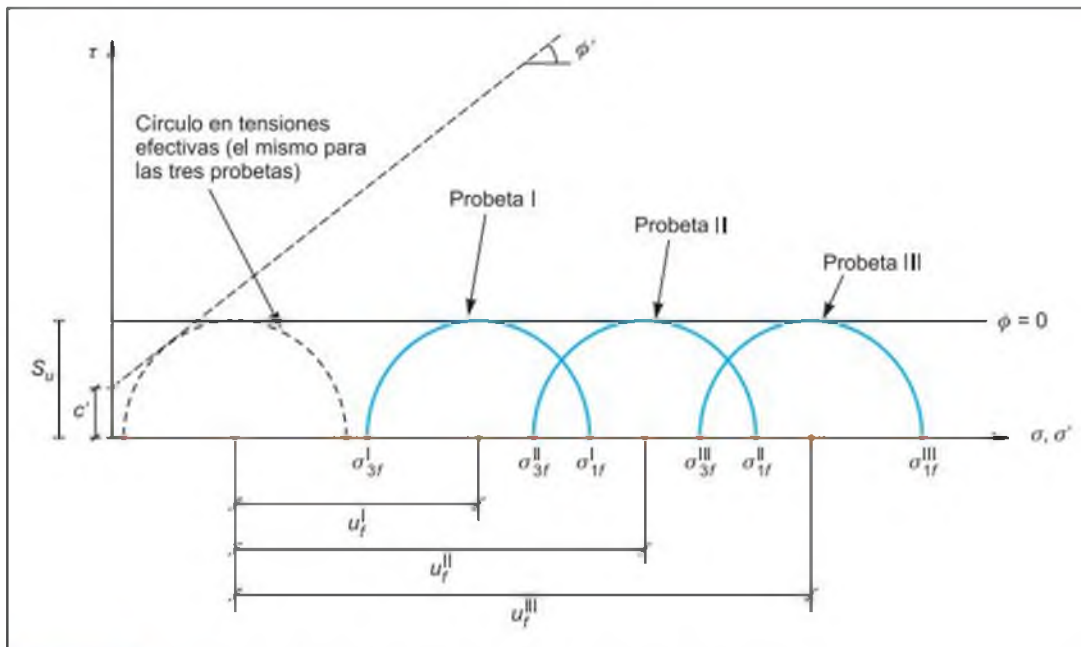


Figura 2.55 Círculos de Mohr en rotura en un ensayo UU (tensiones totales).

En la Figura 2.55 se representan los tres círculos de Mohr en rotura que se obtienen de las tres probetas ensayadas. Están expresadas en tensiones totales (las únicas que se miden) y muestran el mismo diámetro (el mismo desviador en rotura); de hecho, si se descontara la presión intersticial en el momento de la rotura de cada probeta, se obtendría un solo círculo en tensiones efectivas, el mismo para las tres muestras, que sería tangente a la envolvente de rotura definida por los parámetros efectivos (c' , ϕ') del suelo ensayado.

Como se aprecia, los círculos en tensiones totales tienen como tangente común una línea horizontal. La intersección de esta línea con el eje de ordenadas se denomina «resistencia al corte sin drenaje» S_u . Evidentemente S_u coincide con el radio de los círculos, tanto en tensiones totales como en efectivas, y por lo tanto representa la máxima tensión tangencial movili-

zable por el suelo, llevado a rotura por corte en condiciones no drenadas a partir de su estado de tensiones efectivas inicial.

La utilidad de este ensayo radica en su rapidez y sencillez. Obviamente no permite determinar los parámetros de resistencia al corte efectivos (c' , ϕ'), dado que ni siquiera se mide la presión intersticial durante el ensayo. Sin embargo, proporciona la máxima tensión tangencial disponible en el suelo para un estado inicial de tensiones efectivas, de manera que si se supone que las muestras extraídas son representativas del suelo *in situ* y que durante su obtención no se alteran las condiciones iniciales, la ejecución de este tipo de ensayo permite determinar de forma aproximada la máxima tensión de corte disponible frente a procesos de carga en los que se puedan suponer condiciones sin drenaje.

El ensayo de compresión simple

Este ensayo consiste en colocar una probeta de suelo cilíndrica o prismática en una prensa ordinaria y romperla a compresión, sin ningún confinamiento lateral, es decir con $\sigma_3 = 0$. Sólo puede llevarse a cabo sobre arcillas, limos o suelos predominantemente cohesivos, dado que de otro modo, en ausencia de confinamiento lateral la probeta podría desmoronarse sola.

El ensayo es muy rápido, y aunque la probeta esté en contacto directo con el aire, por la rapidez con que se alcanza la rotura y por la impermeabilidad de los suelos ensayados con este procedimiento, se puede suponer que no se produce disipación de las presiones intersticiales generadas en el interior de la muestra.

En la Figura 2.56 se muestra el círculo de Mohr en tensiones totales que se obtiene en un ensayo de este tipo. La tensión total menor σ_3 es nula, y la resistencia a la compresión simple (denominada habitualmente q_u), es el desviador de tensiones ($\sigma_1 - \sigma_3 = \sigma_1 = q_u$). El radio del círculo de Mohr será la resistencia al corte sin drenaje, S_u .

En este ensayo se mide el incremento de tensión total vertical $\Delta\sigma_1$ y la deformación axial ϵ_v , siendo habitual representar la curva tensión-deformación correspondiente. En función de la resistencia a la compresión simple las arcillas pueden clasificarse según el Cuadro 2.8.

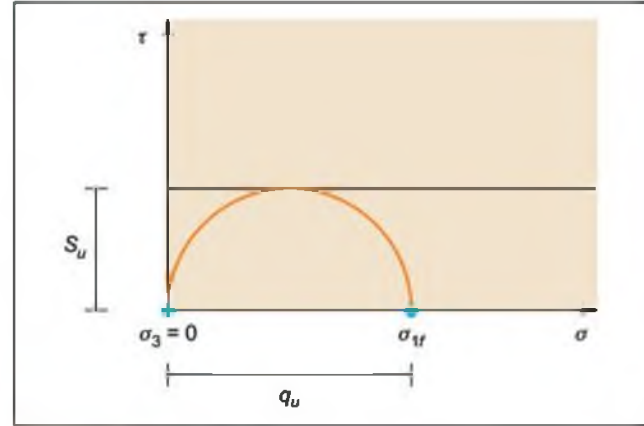


Figura 2.56 Círculo de Mohr en tensiones totales de un ensayo de resistencia a la compresión simple.

CUADRO 2.8

Clasificación de las arcillas en función de su resistencia

Consistencia de la arcilla	Resistencia a la compresión simple (kPa)
Muy blanda	< 25
Blanda	25-50
Medianamente firme	50-100
Firme	100-200
Muy firme	200-400
Dura	> 400

2.7

Influencia de la mineralogía y la fábrica en las propiedades geotécnicas de los suelos

Los suelos están formados por partículas sólidas, fluidos, gases y espacios vacíos, pudiéndose clasificar en función del tamaño de las partículas en dos tipos, como se ha definido en el Apartado 2.2:

- **Suelos de grano grueso o granulares** (con tamaño de grano predominante superior a 0,075 mm), formados principalmente por cuarzo, feldespato y calcita; y sulfatos, sales y vidrios volcánicos, con menos frecuencia.
- **Suelos de grano fino o suelos finos** (con un porcentaje superior al 50 % de tamaño igual o inferior a 0,075 mm), formados principalmente por

limos y minerales de arcilla, como caolinitas, ilitas, esmectitas y materia orgánica, entre otros.

Ambos tipos de suelo se diferencian a partir del análisis granulométrico. Las partículas de los suelos granulares suelen comportarse de forma estable y resistente (Figura 2.57), mientras que los suelos finos forman estructuras laminares, de comportamiento muy variable, siendo geotécnicamente inestables. Los suelos granulares no son plásticos y la resistencia depende básicamente del ángulo de rozamiento interno, que a su vez está condicionado por la forma, tamaño y grado de empaquetamiento de las partículas sólidas, conside-

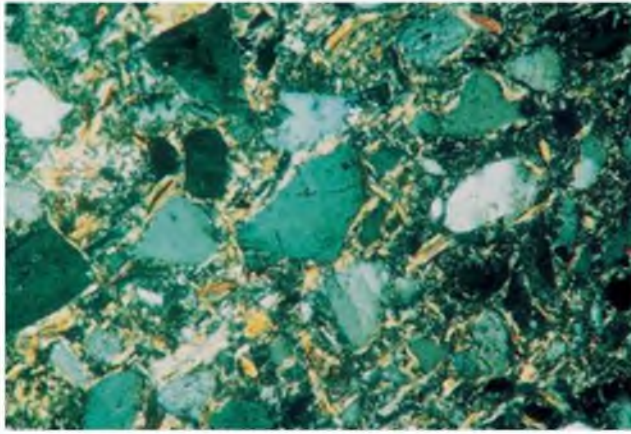


Figura 2.57 Estructura de suelos granulares de las arcosas de Madrid al microscopio óptico (cortesía de S. Lequey).

rándose a estos suelos como **friccionales**; los suelos finos son plásticos, y la resistencia depende tanto del rozamiento interno entre las partículas sólidas, como de las fuerzas de cohesión existentes entre las mismas, por lo que también se los denomina **suelos cohesivos**.

Factores geológicos condicionantes de las propiedades geotécnicas de los suelos

CUADRO 2.9

Factores geológicos	Características principales
Tipo de suelo	<ul style="list-style-type: none"> — Suelos residuales y roca madre. — Suelos transportados y medio de transporte.
Ambiente de formación	<ul style="list-style-type: none"> — Granulometría y porosidad. — Contenido en humedad. — Geoquímica del agua intersticial. — Presión de confinamiento y temperatura.
Composición mineralógica	<ul style="list-style-type: none"> — % minerales de arcilla. — Fórmula estructural. — Superficie específica, carga eléctrica e intercambio iónico. — Composición del agua intersticial.
Fábrica del suelo y transformaciones post-sedimentarias	<ul style="list-style-type: none"> — Estructura y microfábrica de suelo. — Discontinuidades. — Meteorización. — Cambios diagenéticos. — Consolidación y carga de sedimentos.

Otras propiedades como la densidad, porosidad, cambios de volumen, compresibilidad, etc., dependen igualmente de los factores geológicos que se enumeran en el Cuadro 2.9.

Minerales de arcilla de interés geotécnico

Los minerales de arcilla son silicatos hidratados de aluminio. Se clasifican dentro del grupo de los filosilicatos, caracterizados por su estructura en capas. Existe una amplia gama de familias de minerales con propiedades físicas y químicas muy diversas, aunque la mayoría tienen en común hábitos con morfologías aplanadas y exfoliación perfecta entre láminas, como consecuencia de su estructura en capas.

El tamaño de los cristales es muy pequeño, inferior a $2 \mu\text{m}$; son los minerales más abundantes en la superficie de la Tierra, formando parte de los suelos y de las rocas sedimentarias de grano fino.

La estructura de estos minerales está constituida por dos tipos de capas unidas entre sí por oxígenos comunes, una formada por tetraedros que se enlazan con los tres oxígenos de los vértices basales, que tiene un espesor de 3 \AA , y otra formada por octaedros unidos entre sí por aristas comunes, cuyo espesor es de 4 \AA . El centro de los tetraedros está ocupado por Si^{4+} sustituidos frecuentemente por Al^{3+} y esporádicamente por Fe^{3+} . El centro de los octaedros está ocupado normalmente por Al^{3+} , Mg^{2+} y Fe^{2+} , a veces por Fe^{3+} , Li^+ y otros elementos de transición. Para mantener la neutralidad eléctrica el Al^{3+} ocupa dos tercios de las posiciones octaédricas, mientras que el Mg^{2+} ocupa la totalidad, diferenciándose minerales dioctaédricos si contienen aluminio o trioctaédricos si contienen magnesio.

Los minerales de arcilla se diferencian en varios tipos en función del número de capas fundamentales de su estructura, distinguiéndose a su vez varias especies en algunos grupos de acuerdo con el grado de ordenamiento y tipo de las sustituciones isomórficas.

■ TIPO 1.1

Grupo del Caolín. Tienen una composición $\text{Al}_2\text{Si}_2\text{O}_5(\text{OH})_4$, con una capa tetraédrica ocupada por Si^{4+} y una octaédrica ocupada por Al^{3+} con un espesor de 7 \AA ; se trata por lo tanto de minerales dioctaédricos que apenas presentan sustituciones isomórficas, aunque se diferencian varias especies en función del grado de desorden en el apilamiento de las capas (Figuras 2.58 y 2.59). La **caolinita** cuando está bien ordenada aparece formando columnas pseudo hexagonales. La **halloysita** pertenece a este grupo; muestra un alto grado de desorden, encontrándose una varie-

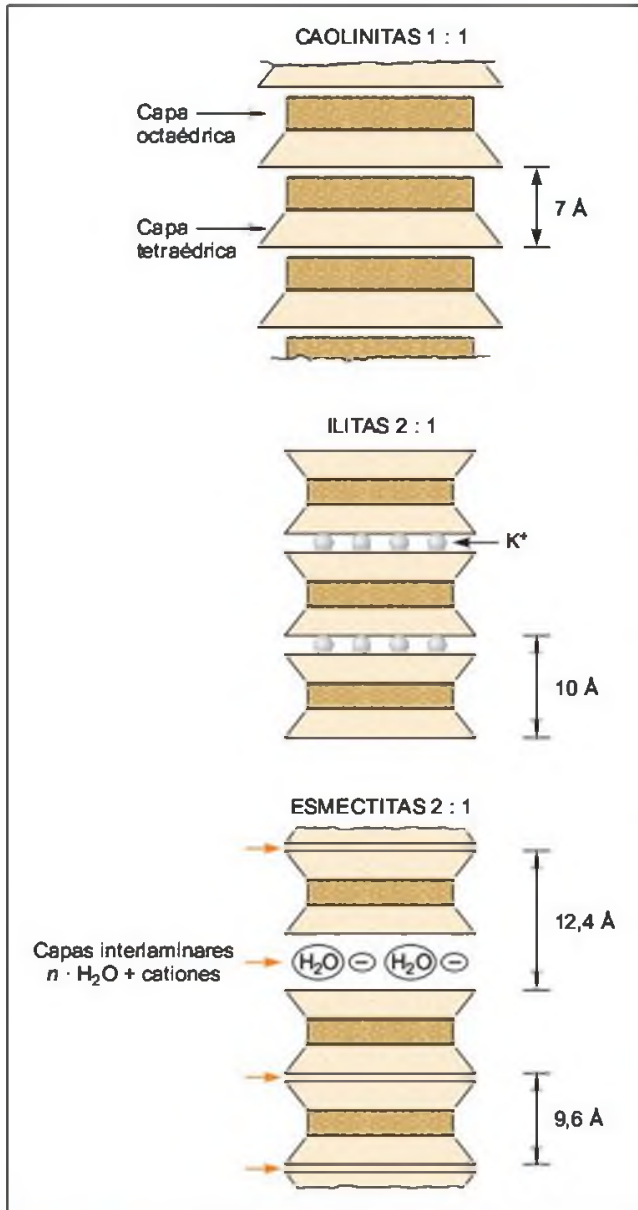


Figura 2.58 Estructuras de las caolinitas, ilitas y esmectitas.

dad a 7 Å y otra a 10 Å. Esta última incorpora una capa de agua de 2.9 Å entre dos capas tetraédricas-octaédricas de 7 Å. La capa de agua se pierde irreversiblemente a 60°, reduciéndose el espaciado a 7 Å. La halosita presenta frecuentemente morfologías tubulares, y en otros casos formas irregulares o globulares (Figura 2.60).

■ TIPO 2.1

Tienen una estructura formada por dos capas tetraédricas y una capa octaédrica intercalada, formando un «sándwich» con un espaciado basal de 9.5 Å.

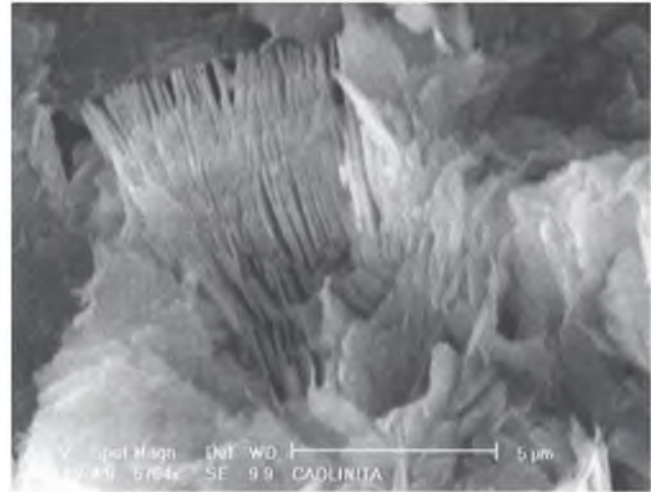
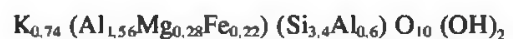


Figura 2.59 Caolinita al microscopio electrónico (cortesía de S. Leguey).



Figura 2.60 Halosita al microscopio electrónico (× 205.200) (foto L. González de Vallejo).

Grupo de la Illita. Tiene un espaciado basal de 10 Å (Figuras 2.58 y 2.61) con una carga laminar comprendida entre 0,9-0,7, mostrando muchas similitudes con las micas, especialmente con la moscovita. La composición es muy variada, hasta el punto de ponerse en duda su existencia como mineral en rocas sedimentarias, hablándose de minerales ílíticos. Sin embargo, se mantiene el nombre por sus implicaciones en los interestratificados con las esmectitas. Una fórmula media simplificada tendría la siguiente composición:



Las partículas detríticas tienen morfologías densas planares, aunque se han descrito ilitas fibrosas de origen diagenético en areniscas.

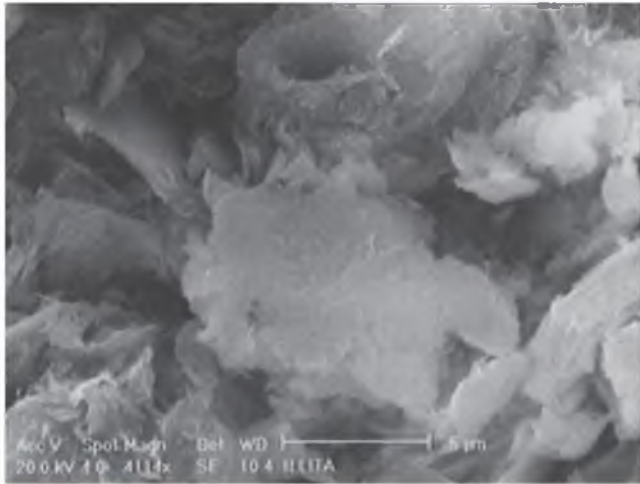


Figura 2.61 Illita al microscopio electrónico (foto S. Leguey).

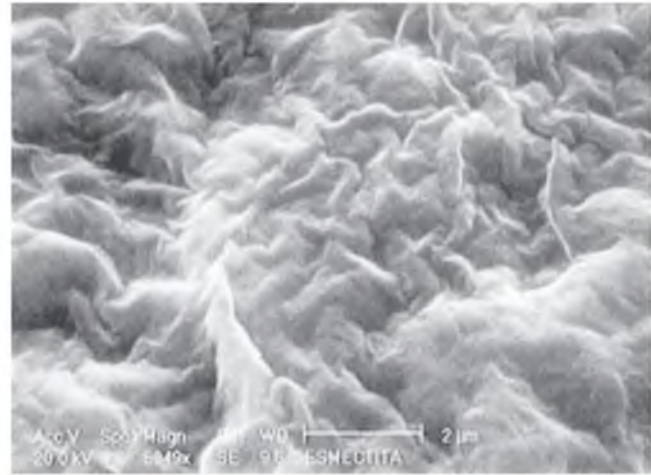


Figura 2.62 Esmectita al microscopio electrónico (cortesía de S. Leguey).

Grupo de las Esmectitas. Tienen una composición $Al_4 Si_4 O_{10} (OH)_8$ con dos capas tetraédricas ocupadas por Si^{4+} y una octaédrica ocupada por Al^{3+} . Se caracterizan por tener una carga laminaar comprendida entre 0,6 y 0,3; así como la presencia de cationes débilmente hidratados, lo que favorece la penetración de moléculas de agua.

Entre las esmectitas dioctaédricas la **montmorillonita** es el mineral más frecuente; la carga laminaar es octaédrica como se deduce de la fórmula estructural ideal: $Na_{0,33} (Al_{1,67} Mg_{0,33}) Si_4 O_{10} (OH)_2$. Destaca en las esmectitas la propiedad de incorporar agua de hidratación desde 0 al 100 % de humedad. Los cationes interlaminaares quedan rodeados de moléculas de agua incrementando el espaciado basal. La Na-esmectita-anhídra, tiene un espaciado basal de 9,6 Å y pasa a $\approx 12,4$ Å, 15,2 Å y 18 Å, cuando incorpora 1, 2 ó 3 moléculas de agua, respectivamente. Durante la expansión de la esmectita el catión interlaminaar puede ser reemplazado por otro catión (Figuras 2.58 y 2.62).

■ IDENTIFICACIÓN DE MINERALES DE ARCILLA

Los métodos más utilizados son la difracción de Rayos X, el análisis térmico diferencial y la microscopía electrónica, cuya descripción se puede consultar en Grim (1962).

Propiedades físico-químicas

Las propiedades físico-químicas de los minerales de la arcilla se relacionan con los procesos de intercambio en la región interlaminaar, y con el tamaño de los cristales y agregados de las partículas arcillosas. Los procesos de adsorción e intercambio de cationes son los causantes de la hidratación e hinchamiento del es-

paciado basal, y dependen de la capacidad de intercambio catiónico, que se expresa en centimoles de carga (+) por kilo.

El **tamaño** de las partículas arcillosas es muy pequeño y oscila entre decenas de Å y algunas μm , dando lugar a una elevada superficie específica, donde se producen interacciones electrostáticas en función del pH, de los cationes de cambio y de la salinidad del medio.

La **superficie específica** (área de la superficie por unidad de masa) se expresa en m^2/g , diferenciándose una superficie externa donde se producen las interacciones relacionadas con las cargas superficiales y con los bordes rotos de las partículas, y la superficie interna donde tienen lugar los intercambios interlaminaares.

La **carga eléctrica** que poseen los minerales de arcilla es una de las propiedades más importantes que intervienen en la interacción entre las arcillas. El origen de esta carga se debe a tres factores relacionados con la estructura y formación de los minerales:

- Defecto de carga en la superficie de las arcillas producida por sustitución isomórfica.
- Absorción de aniones o cationes debida a las imperfecciones en la superficie del cristal, especialmente en los bordes de las arcillas.
- Ionización de la superficie, principalmente en hidroxilos ($Al-OH$ o/y $Mg-OH$), que actúan como electrodos reversibles de H^+ u OH^- en los bordes de los cristales. La carga eléctrica negativa es la que determina la forma de la interacción entre las láminas de arcilla y su capacidad de absorción catiónica.

Existen numerosas especies de minerales de arcilla como consecuencia de las variaciones de composición producidas por sustituciones isomórficas, que tienen

lugar en la capa tetraédrica, donde el Si^{4+} es sustituido por el Al^{3+} , y en la capa octaédrica, donde el Al^{3+} a su vez, es reemplazado por el Mg^{2+} y el Fe^{2+} .

Para compensar el exceso de carga negativa y mantener la neutralidad de la estructura se incorporan cationes monovalentes (Na^+ y K^+) y divalentes (Ca^{2+} y Mg^{2+}), que se sitúan en una nueva capa denominada **laminar**, incrementando el espaciado basal. El valor de la **carga laminar** permite distinguir varios grupos de minerales, que se diferencian fundamentalmente por el tipo y las características del catión o cationes interlaminares y su incorporación en forma anhidra o hidratada. La carga laminar en el grupo de las micas es aproximadamente 1, desciende a 0,8 en el grupo de la illita y alcanza valores inferiores a 0,6 para el grupo de las esmectitas.

Los minerales de arcilla tienden a reemplazar al Si o al Al por otros elementos dentro de su red cristalina. Esta propiedad conocida como **sustitución isomórfica** se produce cuando un ion, perteneciente a la lámina de arcilla, es sustituido por otro ion de igual tamaño pero con valencia inferior (normalmente Al^{3+} por Si^{4+} , Mg^{2+} por Fe^{3+}) produciéndose un defecto de carga en la superficie de dicha lámina, y una ligera deformación en la red, al no tener los iones idéntico tamaño. Esta sustitución conduce a un aumento de carga negativa en la superficie de la arcilla. Para compensar dicho defecto de carga, así como para conservar la neutralidad eléctrica y satisfacer los enlaces rotos en los bordes de los cristales, las arcillas atraen cationes y aniones de cambio, colocándolos en sus superficies y, en algunos casos, en su celdilla unidad. La suma de todos los cationes de cambio que un mineral puede absorber se denomina **capacidad de cambio catiónico** o de intercambio iónico. La máxima cantidad de cationes de intercambio para cada tipo de arcillas es constante y se expresa en mili-equivalentes por 100 gramos de arcilla seca a 110°C ($= \text{cmol}(+) \text{Kg}^{-1}$).

En el Cuadro 2.10 se muestran los valores medios de estas propiedades para los principales minerales de la arcilla.

Propiedades físico-químicas de los minerales de la arcilla

Mineral	Capacidad de cambio catiónico meq/100 g	Superficie específica (m^2/g)		
		Externa	Interna	Total
Esmectita	80-150	50	750	800
Illita	10-40	25	2	27
Caolinita	1-10	15	0	15

en las propiedades geotécnicas de los suelos. La composición mineralógica de las arcillas es el factor que mayor influencia ejerce sobre las propiedades geotécnicas, como la plasticidad, resistencia, compresibilidad, cambio de volumen, etc.

La cantidad de agua adsorbida por los minerales de la arcilla depende de la capacidad de cambio catiónico y de la superficie específica. Las moléculas de agua se unen a la superficie de las partículas por enlaces dipolares que favorecen la agrupación de las partículas rodeándolas de una película de agua. La debilidad de los enlaces dipolares permite el desplazamiento de las partículas cuando se aplica una presión. En la Figura 2.63 se muestra la posición de distintos tipos de arcillas en la carta de plasticidad de Casagrande. Las plasticidades más bajas corresponden a las caolinitas y las más altas a las esmectitas, siendo las montmorillonitas sódicas las más elevadas dentro de este grupo.

Propiedades geotécnicas y composición mineralógica

Las arcillas son materiales geotécnicamente problemáticos al depender su comportamiento de la composición mineralógica y de las condiciones geoquímicas y ambientales del medio. Estos factores con frecuencia sufren alteraciones, por ejemplo si se modifica la composición química de las aguas pueden tener lugar reacciones dentro de la estructura mineral y cambios

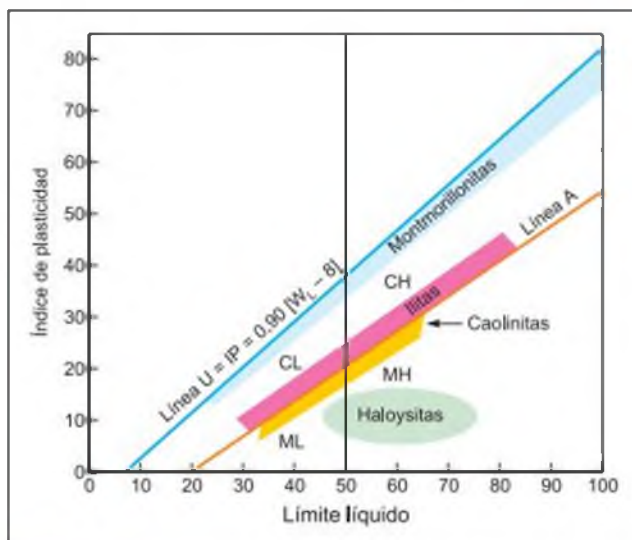


Figura 2.63 Influencia de la composición mineralógica en la plasticidad (Day, 1999).

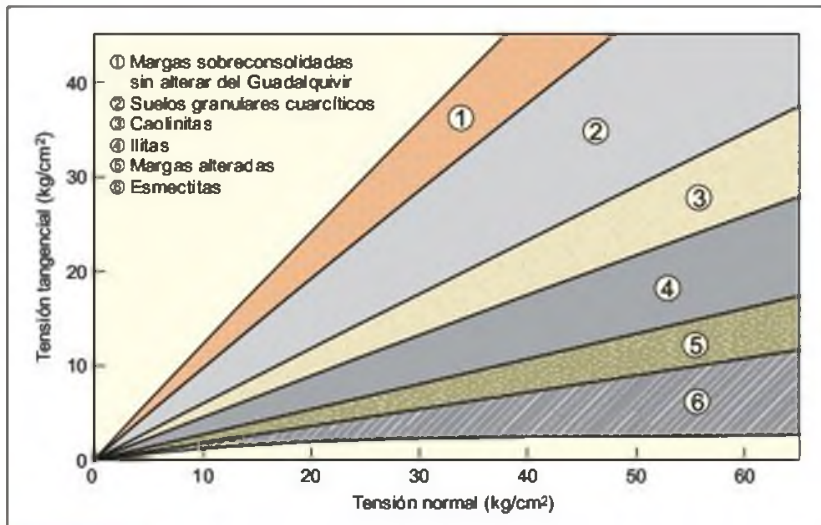


Figura 2.64 Influencia de la mineralogía en la resistencia (Tsigè, 1999).

La **actividad** se define como la relación entre el índice de plasticidad y la fracción de arcilla y es un indicador de la composición mineralógica de las arcillas. Las arcillas se clasifican según su actividad en:

- Activas: con un índice de actividad superior a 1,25.
- Normales: con una actividad comprendida entre 1,25 y 0,75.
- Inactivas: con una actividad inferior a 0,75.

En la **resistencia** de los suelos arcillosos influye tanto el contenido en arcilla, como el tipo de mineral predominante. La resistencia al corte disminuye a medida que aumenta el contenido en arcilla, como se muestra en la Figura 2.64.

La capacidad de adsorción de agua en los bordes laminares y zonas interlaminares da lugar a los **cambios de volumen** en las arcillas. En la Figura 2.65 se indican las tendencias más características para algunos minerales representativos.

La **expansividad** en los minerales de arcilla por adsorción de agua se debe a los siguientes factores: adsorción en superficie de moléculas de agua, hidratación de los cationes de cambio (expansión intracrystalina), expansión osmótica, carga interlaminar de las montmorillonitas sódicas y presión en los bordes de las esmectitas magnésicas (saponitas).

La composición mineralógica también influye en el grado de **compresibilidad** de las arcillas. En la Figura 2.66 se indican las tendencias más significativas, siendo las más compresibles las esmectitas y las menos las caolinitas.

Los suelos en su estado natural se presentan formando mezclas, tanto en su composición mineralógica como en su granulometría, siendo raro encontrar sue-

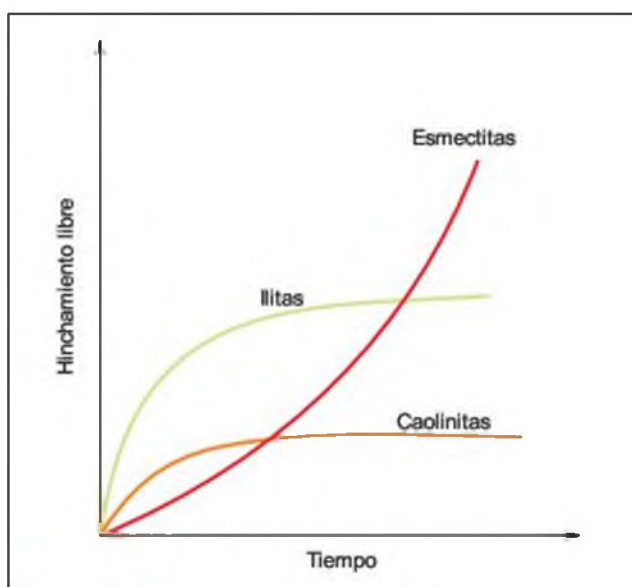


Figura 2.65 Cambio de volumen en función de la composición mineralógica.

los de una misma composición. Estas circunstancias determinan la complejidad de su comportamiento. Sin embargo, la influencia de la mineralogía sobre las propiedades es tan acusada que, incluso pequeños porcentajes de ciertos minerales, como las esmectitas (a partir de un 10%), pueden influir significativamente en sus propiedades.

Microfábrica de los suelos arcillosos

Otro de los factores influyentes en las propiedades geotécnicas es la fábrica del suelo. Se denomina fá-

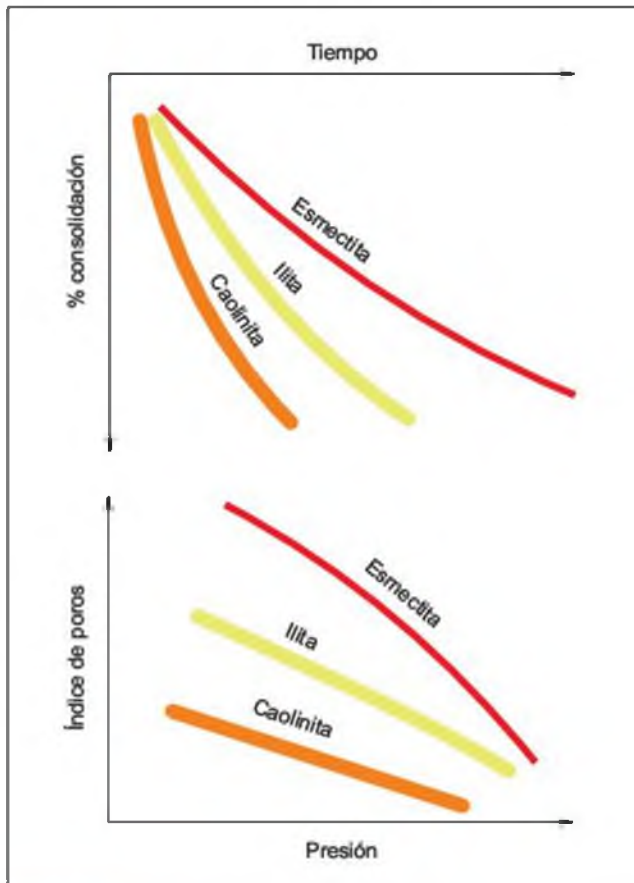


Figura 2.66 Influencia de la composición mineralógica en la compresibilidad.

brica o microfábrica de un suelo al ordenamiento o disposición espacial de las partículas, al grupo de partículas, sus poros, discontinuidades y demás elementos presentes en el suelo. La fábrica está directamente relacionada con el grado de orientación de los elementos del suelo, su porosidad y densidad, y condiciona otras propiedades de gran importancia en ingeniería geológica como la resistencia, la compresibilidad y la permeabilidad. El estudio de la microfábrica se realiza habitualmente mediante el microscopio electrónico de barrido y de transmisión.

Mientras que la distribución espacial de las partículas que constituyen la denominada fracción gruesa de los suelos depende básicamente de la forma, tamaño y grado de empaquetamiento de las partículas, en las fracciones finas, la microfábrica depende de las propiedades físico-químicas, sobre todo del grado de interacción entre los cristales de arcilla. Dicha interacción tiene lugar mediante las fuerzas de atracción y de repulsión. Las de atracción se deben a las fuerzas de enlace de Van der Waals, y las de repulsión a las cargas negativas presentes en la superficie de las arcillas y en la capa doble difusa.

La carga eléctrica en la superficie de las arcillas varía en función de los distintos parámetros del sistema (pH, grado de sustitución isomórfica, concentración de sales disueltas, temperatura, etc.), por lo que en determinadas condiciones los bordes de las partículas pueden adquirir tanto cargas negativas como positivas con un grado de interacción variable.

En función de las condiciones de suspensión, especialmente la concentración de electrolitos, los minerales de arcilla pueden adoptar las siguientes formas de asociaciones elementales: «cara-cara», «cara-borde» (cara con carga negativa y borde con carga positiva), y «borde-borde» en caso de que existan bordes con carga positiva y negativa (Figura 2.67).

En suspensiones con altas concentraciones de electrolitos, donde el pH es relativamente alto (> 8,2), predominan las interacciones borde-cara, ya que se mantiene la carga positiva de los bordes y la carga negativa en la superficie de las arcillas: En estas condiciones de alta concentración de iones, las fuerzas eléctricas netas entre las partículas adyacentes son predominantemente atractivas, produciéndose el fenómeno de la **floculación**. Esta asociación consiste en una estructura abierta y voluminosa con grandes poros, típica de suelos marinos y lagos salobres (Figura 2.68).

Por el contrario, cuando la concentración de electrolitos es baja, los minerales de arcilla tienden a cargarse negativamente, tanto en su superficie como en su borde. En este caso aumenta la doble capa difusa y, por tanto, predominan las fuerzas eléctricas de repulsión entre las partículas adyacentes, produciéndose el fenómeno de la **dispersión** (Figura 2.69). El resultado es una estructura densa y alargada, en donde las capas de arcilla no están en contacto debido al predominio de las fuerzas repulsivas. La estructura dispersa es característica de los sedimentos lacustres de agua dulce y de los depósitos fluviales.

Entre estos dos tipos de estructuras (floculadas y dispersas), existen múltiples formas de organización espacial de partículas, debido a que en la interacción intervienen diversos factores condicionantes, como la composición mineralógica y química, el tamaño de las partículas, la concentración de sólidos y sales disueltas, la turbulencia del agua, la actividad biológica, la temperatura, la velocidad de sedimentación, etc. Como consecuencia, no sólo existen dos estructuras elementales (floculadas y dispersas), sino una variedad más amplia y compleja de ordenamientos y asociaciones, que dan lugar a los distintos tipos de microfábrica presentes en los suelos naturales.

En función del tipo de asociación elemental de partículas, y de los distintos factores ambientales que intervienen en el sedimento, los suelos arcillosos presentan múltiples tipologías de microfábrica, algunas de las más características son las siguientes:

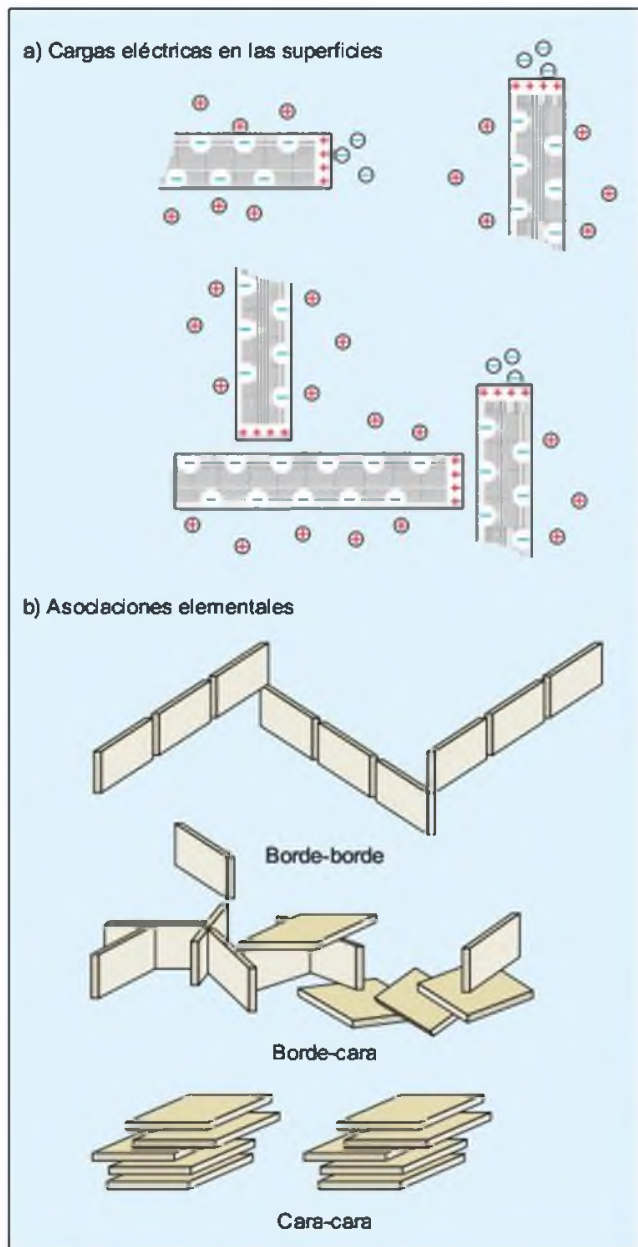


Figura 2.67 Cargas eléctricas en las arcillas y sus asociaciones elementales.

- **Turbostrática o regular:** matriz arcillosa continua y compacta; estructura muy densa, sin orientación preferente; característica de sedimentos marinos sobreconsolidados (Figura 2.70).
- **Laminar u orientada:** matriz homogénea formada por láminas de arcillas orientadas según una dirección preferente; estructuras compactas y anisótropas (Figura 2.71).
- **Panal de abeja:** estructuras abiertas formadas por flóculos de partículas de arcilla unidas entre sí por fuerzas de adherencia. Presenta gran cantidad de poros intercomunicados y es característica de medios salinos y suelos susceptibles (Figura 2.72).

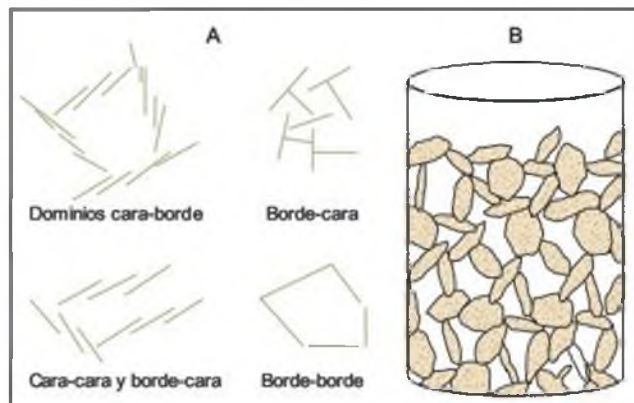


Figura 2.68 Estructuras de floculación en arcillas. A) Formas de floculación. B) Estructura floculada en medio acuoso.

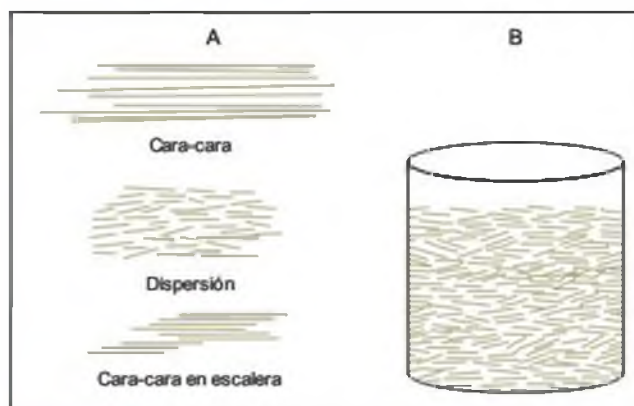


Figura 2.69 Estructuras de dispersión en arcillas. A) Formas de dispersión. B) Estructura dispersa en medio acuoso.

— **Esqueletal:** organización metaestable de fragmentos y agregados de arcilla unidos mediante conectores de larga distancia; abundan los poros y conectores; característica de suelos meteorizados y colapsables (Figura 2.73).

- **Oolítica o nodular:** constituida por nódulos o agregados esféricos, que pueden formar un empaquetamiento denso; característica de medios continentales ricos en óxidos de Fe (Figura 2.74).

Además de las partículas sólidas, también están presentes en la microfábrica otros elementos como los poros, discontinuidades, microfisuras, superficies de despegue, conectores y agentes cementantes.

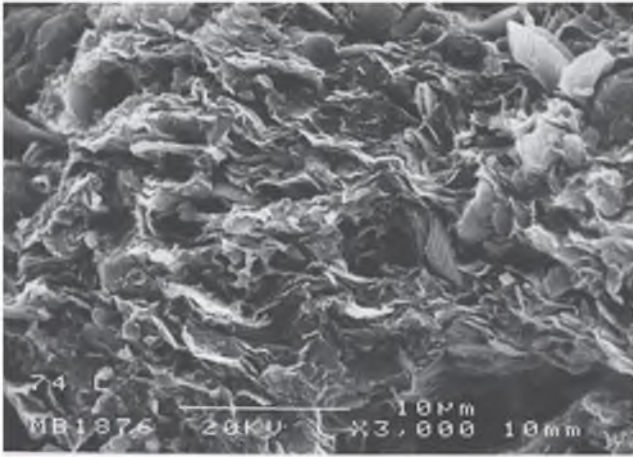


Figura 2.70 Microfábrica turbostrática. Margas azules del Guadalquivir (foto M. Tsige).

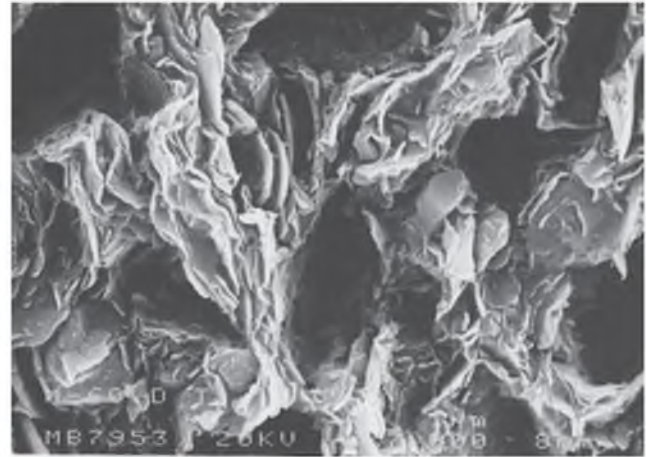


Figura 2.72 Microfábrica en «panal de abeja» (foto M. Tsige).

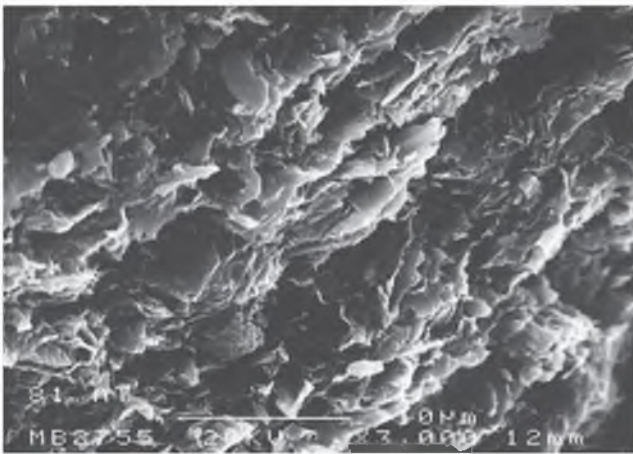


Figura 2.71 Microfábrica laminar. Margas azules del Guadalquivir (foto M. Tsige).

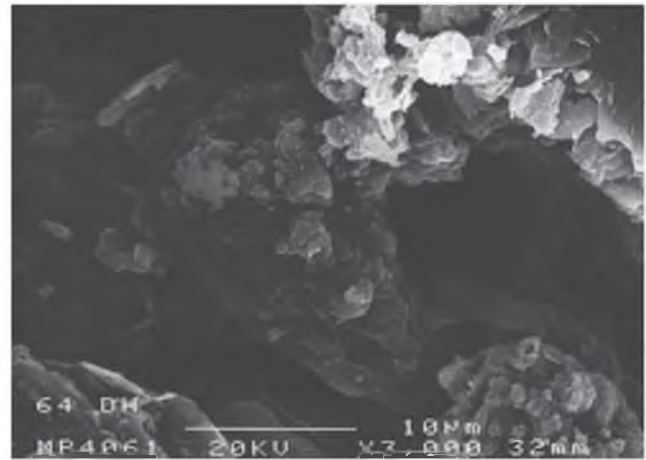


Figura 2.73 Microfábrica esquelética (foto M. Tsige).

Propiedades geotécnicas y microfábrica

Las propiedades geotécnicas del suelo están relacionadas con su estructura o microfábrica, resultado de los distintos procesos geológicos y ambientales que han actuado a lo largo de su historia geológica. Propiedades como la porosidad y la anisotropía tienen su origen en la orientación y reordenamiento de las partículas (Figura 2.75). Otras relaciones entre la fábrica y propiedades geotécnicas se presentan en el Cuadro 2.11.

La colapsabilidad y la susceptibilidad guardan una estrecha relación con el estado de floculación, con estructuras muy abiertas, propias de sedimentos salinos y suelos residuales. La **colapsabilidad** se refiere a la

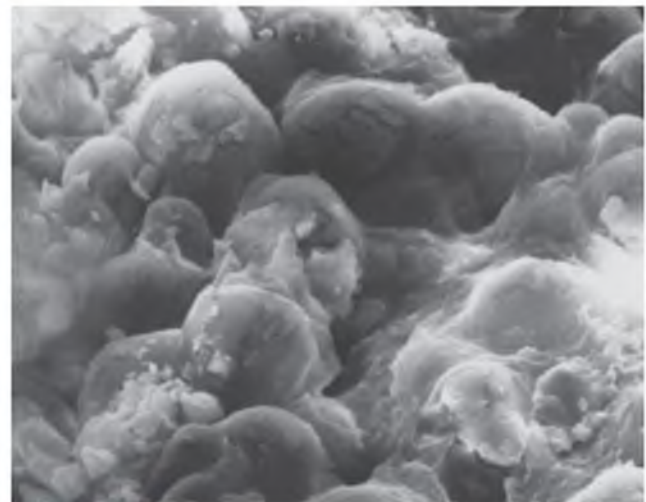


Figura 2.74 Microfábrica oolítica. Arcillas volcánicas de La Laguna, Tenerife (foto L. González de Vallejo).

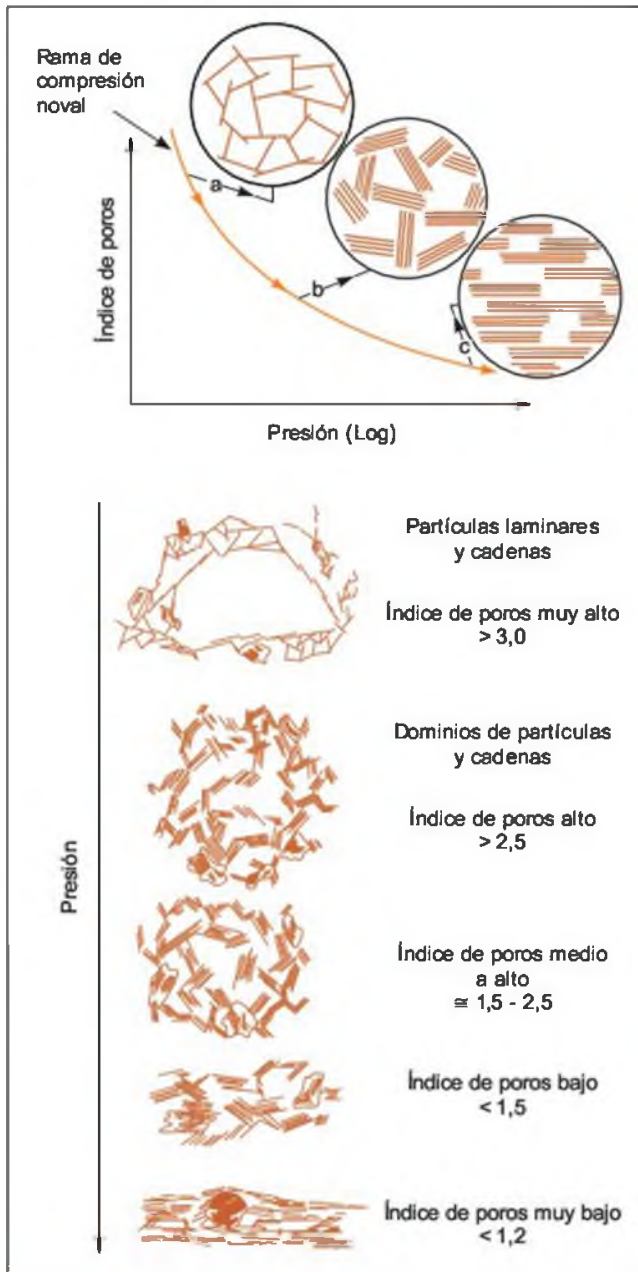


Figura 2.75 Reordenamiento de partículas e índice de poros en función de la presión de consolidación (Bennett y Hulbert, 1986).

disminución brusca de volumen en un suelo al inundarse, siendo el ejemplo más característico los **loess**. La **susceptibilidad**, S_t (*sensitivity*), indica la pérdida de resistencia de un suelo al sufrir remoldeo, y se define como la relación entre la resistencia al corte

sin drenaje (S_u) de un suelo arcilloso en estado inalterado y en estado remoldeado:

$$S_t = S_{u(\text{inalterado})} / S_{u(\text{remoldeado})}$$

En función de esta relación los suelos arcillosos se clasifican en:

- No susceptibles: $S_t \approx 1$
- Algo susceptibles: $S_t = 1 - 2$
- Moderadamente susceptibles: $S_t = 2 - 4$
- Muy susceptibles: $S_t = 4 - 8$
- Arcillas rápidas: $S_t > 8$

Los suelos susceptibles tienen fábricas abiertas e inestables. El ejemplo más característico son las **arcillas rápidas**, cuya resistencia se pierde por lixiviación del cemento intergranular existente, al entrar en contacto con agua dulce. También en algunos suelos residuales se puede dar este fenómeno.

Por otro lado, la presencia de **microfisuras y discontinuidades** constituye superficies de muy baja resistencia, frecuentes en arcillas sobreconsolidadas y en fábricas de tipo laminar y turbostrática. Los **agentes cementantes** intergranulares (carbonatos, sulfatos, etc.), pueden influir en las propiedades resistentes, aumentando considerablemente la cohesión. La microfábrica también puede sufrir modificaciones tanto naturales como antrópicas, por ejemplo el cambio en la composición química del agua, las cargas externas, el remoldeo y la compactación, etc., aspectos que deben ser tenidos en cuenta.

Resumen

A partir de la composición mineralógica y la microfábrica es posible explicar e interpretar las principales propiedades de los suelos arcillosos. La variedad de factores que intervienen en la formación de estos suelos determina su complejidad geotécnica. Además de la composición y fábrica, hay otra serie de factores geológicos y antrópicos de importancia. Sin embargo, la mayoría de las propiedades asociadas a los suelos considerados como desfavorables geotécnicamente tiene su origen en la mineralogía y en la fábrica.

Otro factor a tener en cuenta en los suelos arcillosos es su carácter inestable en el tiempo. Las posibles modificaciones en el medio, tanto naturales como antrópicas, producen cambios importantes en la estructura de las arcillas y en su fábrica, que modifican la resistencia, deformabilidad y expansividad, entre otras propiedades.

Microfábrica de arcillas y propiedades geotécnicas

Tipo de fábrica	Porosidad	Resistencia	Colapsibilidad	Susceptibilidad	Implicaciones geotécnicas
Turbostrática o regular	Baja	Muy alta	No	No	— Característica de arcillas sobreconsolidadas. — Planos de discontinuidad en profundidad.
Laminar u orientada	Muy baja	Dependiente de la orientación	No	No	— Planos de rotura según orientaciones preferentes. — Presencia de discontinuidades profundas.
Panal de abeja	Alta	Alta en estado inalterado. Muy baja en estado remoldeado	Posible	Muy alta	— Suelos inestables con formación de deslizamientos tipo flujo. — Arcillas rápidas.
Esqueletal	Muy alta	Baja	Posible	Alta	— Suelos meteorizados y residuales. — Rápida alteración en taludes. — Suelos inestables.
Colítica o nodular	Baja	Alta	Baja	Alta	— Anomalías en los resultados de los ensayos de identificación y en otras propiedades de los suelos tropicales.

2.8

Características geotécnicas de los sedimentos

Los depósitos sedimentarios se forman por la acción de los procesos geomorfológicos y climáticos, destacando el medio de transporte y la meteorización. Los distintos medios de sedimentación originan una serie de depósitos cuyas características geotécnicas están relacionadas con las condiciones de formación de estos sedimentos. Así, la clasificación de los materiales, granulometría, forma y tamaño, dependen del medio de transporte. Conociendo los factores geomorfológicos y climáticos, es posible prever la disposición y geometría del depósito, propiedades físicas y otros aspectos de interés en ingeniería geológica. Con estos objetivos se describen los siguientes tipos de depósitos, en función de sus relaciones geológico-geotécnicas más características:

- Depósitos coluviales.
- Depósitos aluviales.
- Depósitos lacustres.

- Depósitos litorales.
- Depósitos glaciares.
- Depósitos de climas áridos y desérticos.
- Depósitos evaporíticos.
- Depósitos de climas tropicales.
- Depósitos de origen volcánico.

Depósitos coluviales

Son materiales transportados por gravedad, la acción del hielo-deshielo y, principalmente, por el agua. Su origen es local, producto de la alteración *in situ* de las rocas y posterior transporte como derrubios de ladera o depósitos de solifluxión. Frecuentemente están asociados a masas inestables. Su composición depende de la roca de la que proceden, estando formados por

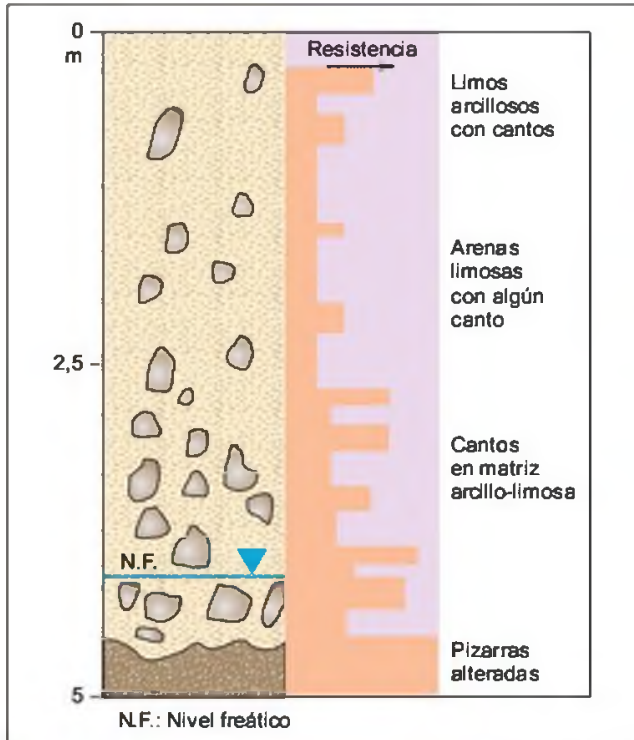


Figura 2.76 Perfil tipo de depósitos coluviales.

fragmentos angulares y heterométricos, generalmente de tamaño grueso, englobados en una matriz limo arcillosa. Su espesor suele ser escaso, aunque puede ser muy variable.

Tienen una gran importancia geotécnica cuando se trata de masas inestables. La resistencia de estos materiales es baja, sobre todo en la zona de contacto con el sustrato rocoso, y cuando se desarrollan altas presiones intersticiales como consecuencia de lluvias intensas. La identificación de estos materiales es fundamental en cualquier estudio geológico-geotécnico, y por tanto constituye una prioridad en las investigaciones *in situ*. Su presencia, a priori, puede suponer un problema geotécnico. Un esquema de columna tipo de estos depósitos se muestra en la Figura 2.76 y en la Figura 2.77.

Depósitos aluviales

Son materiales transportados y depositados por el agua. Su tamaño varía desde la arcilla hasta las gravas gruesas, cantos y bloques. Las facies más gruesas presentan bordes redondeados. Se distribuyen en forma estratiforme, con cierta clasificación, variando mucho su densidad. Están muy desarrollados en los climas templados, ocupando cauces y valles fluviales, llanuras y abanicos aluviales, terrazas y paleocauces.



Figura 2.77 Depósitos coluviales, Tenerife (foto L. González de Vallejo).

Son suelos muy anisotrópicos en su distribución, con propiedades geotécnicas altamente variables, estrechamente relacionadas con la granulometría. Su continuidad es irregular, pudiendo tener altos contenidos en materia orgánica en determinados medios. La permeabilidad depende de la granulometría. Generalmente presentan un nivel freático alto. La investigación geotécnica precisa de un elevado número de reconocimientos dada su heterogeneidad y anisotropía.

Los aluviales constituyen una fuente de recursos de

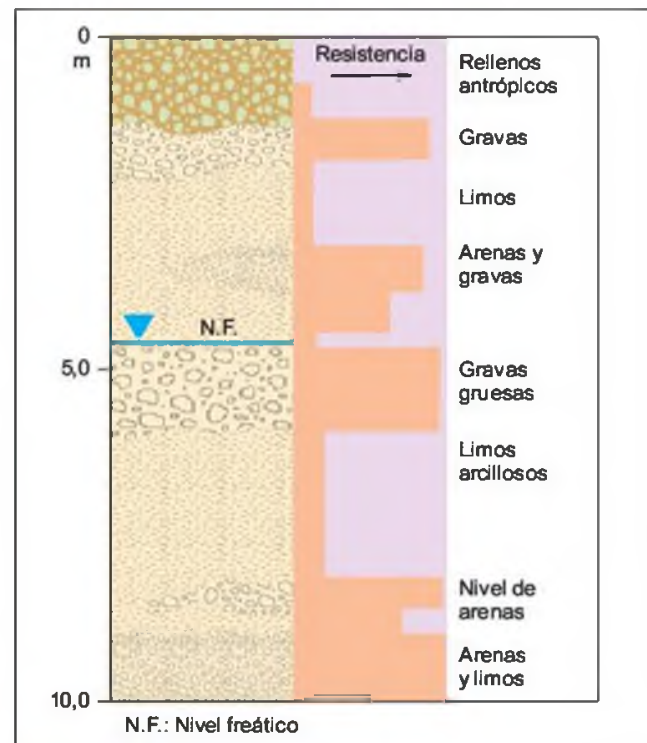


Figura 2.78 Perfil tipo de depósitos aluviales.



Figura 2.79 Depósitos de abanico aluvial, Quebrada de Puramarca, Argentina (foto M. Ferrer).

materiales para la construcción, sobre todo como áridos. En la Figura 2.78 se muestra un esquema de estos suelos y un ejemplo en la Figura 2.79.

Depósitos lacustres

En general son sedimentos de grano fino, predominando los limos y las arcillas. El contenido en materia orgánica puede ser muy alto, sobre todo en zonas pantanosas, en las que pueden encontrarse turberas. Frecuentemente presentan estructuras laminadas en niveles muy finos. En condiciones de agua salada se forman precipitados de sales.

Los principales problemas geotécnicos están en relación con su alto contenido en materia orgánica, siendo en general suelos muy blandos. También se pueden encontrar arcillas rápidas asociadas a estos suelos. En la Figura 2.80 se incluye una columna tipo de estos suelos.

Depósitos litorales

Son materiales formados en la zona intermareal por la acción mixta de ambientes continentales y marinos, influyendo en este caso las corrientes, el oleaje y las mareas. Predominan las arenas finas y los limos, pudiendo contener abundante materia orgánica y carbonatos. Los sedimentos más finos, los fangos y la materia orgánica son característicos de las zonas de delta y estuario. En general, la consistencia de materiales es blanda a muy blanda y muy anisotrópica. Pueden presentar encostramientos, pero la característica principal es su alta compresibilidad.

Otro tipo de depósitos característicos de las zonas litorales son las dunas, con carácter inestable debido a su movilidad.

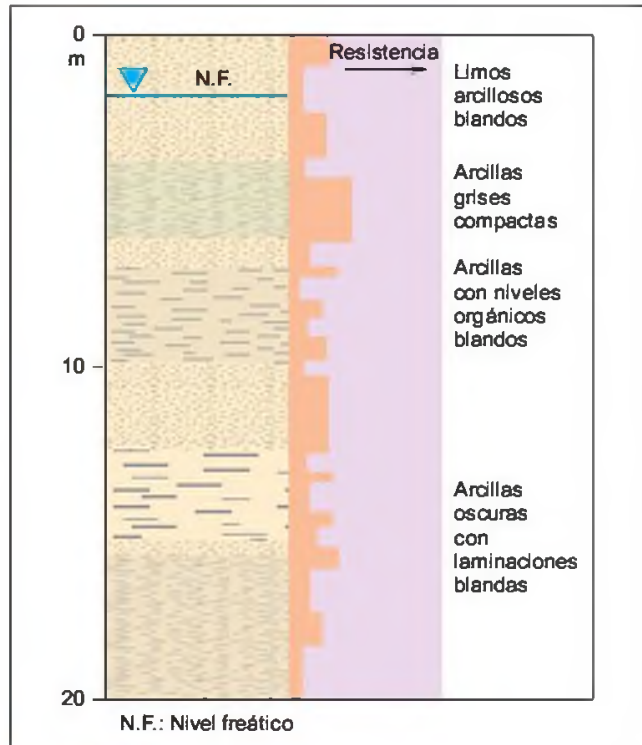


Figura 2.80 Perfil tipo de depósitos lacustres.

En la Figura 2.81 se muestra una columna litológica tipo.

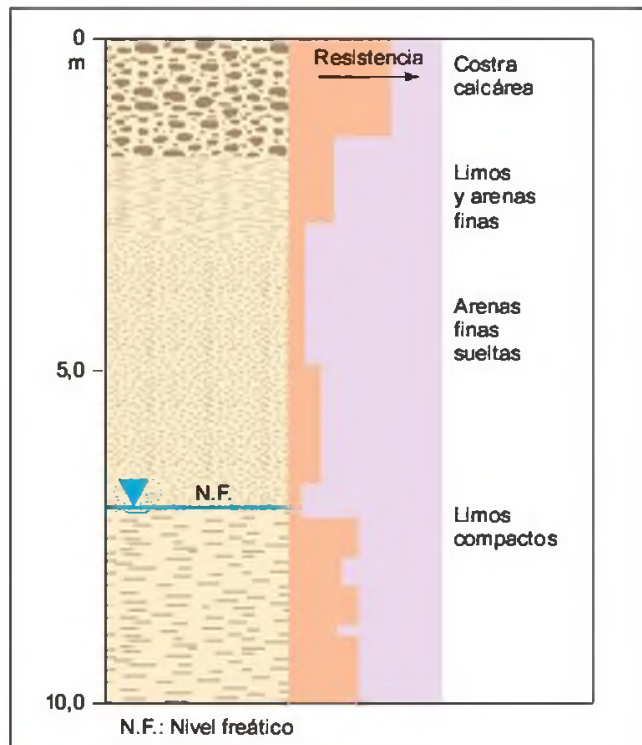


Figura 2.81 Perfil tipo de depósitos litorales.

Depósitos glaciares

Son depósitos transportados y depositados por el hielo o por el agua de deshielo. Están formados por tillitas y morrenas. Su composición es muy heterométrica y la distribución es altamente errática. Los depósitos fluvio-glaciares contienen fracciones desde gravas gruesas a arcillas; están algo estratificados y su granulometría decrece con la distancia al frente glaciar. Sin embargo, los de origen lacustre-glaciar presentan fracciones más finas, predominando las arcillas y las estructuras laminadas, típicas de las **arcillas varvadas**.

La heterogeneidad y anisotropía es la característica típica de estos depósitos, pues coexisten desde las arcillas hasta las gravas gruesas y grandes bloques (Figura 2.82). Por tanto, las propiedades geotécnicas son altamente variables. Al estar la permeabilidad directamente relacionada con la granulometría, estos suelos son muy sensibles a los incrementos de presión intersticial producidos por lluvias torrenciales y por el deshielo. En estos depósitos son muy frecuentes los fenómenos de solifluxión y de inestabilidad de laderas. La investigación geotécnica es compleja, y los espesores pueden ser igualmente muy variables, siendo frecuentes las potencias elevadas. En la Figura 2.83 se muestra una columna tipo de estos suelos.



Figura 2.82 Depósitos morrénicos (foto E. J. Tarbuck).

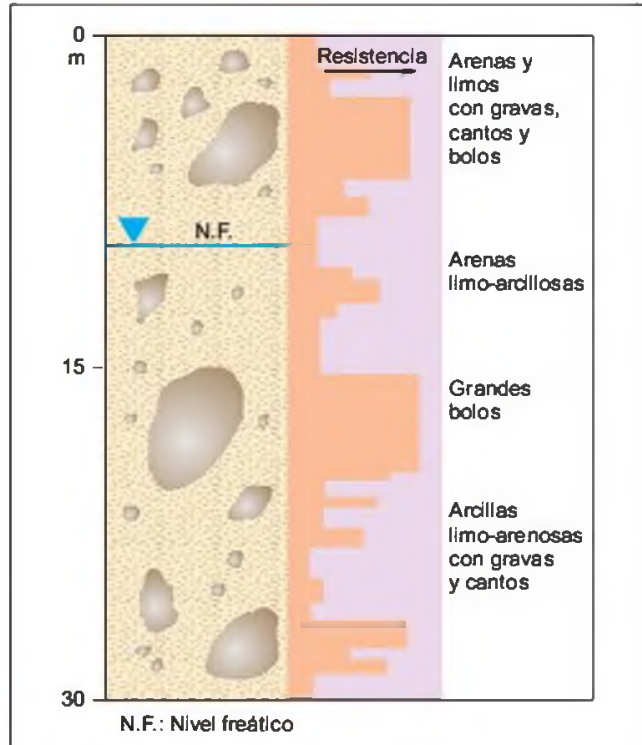


Figura 2.83 Perfil tipo de depósitos glaciares.

Depósitos de climas áridos y desérticos

Los ambientes áridos tienen una serie de implicaciones ingenieriles y medioambientales, como la desecación profunda, la acumulación de sales y la alta movilidad de los sedimentos con el viento, que condicionan las propiedades de estos suelos, entre las que destacan:

- Muy bajo contenido de humedad, dando lugar a suelos no saturados, con succiones relativamente altas.
- Bajo contenido en materia orgánica, por lo que los suelos áridos resultan pobres para fines agrícolas.
- Desarrollo de una costra rica en sales; la pérdida de humedad por evaporación en la superficie produce cementaciones por precipitación de sales.
- Muchos suelos áridos tienen un origen eólico, resultando un suelo mal graduado, con una estructura muy suelta.

Bajo el punto de vista de la ingeniería geológica los principales problemas que presentan son los siguientes:

- Expansividad en arcillas.
- Colapsos por densificación de suelos.
- Erosionabilidad muy alta.
- Ataques por sales, cloruros y sulfatos.

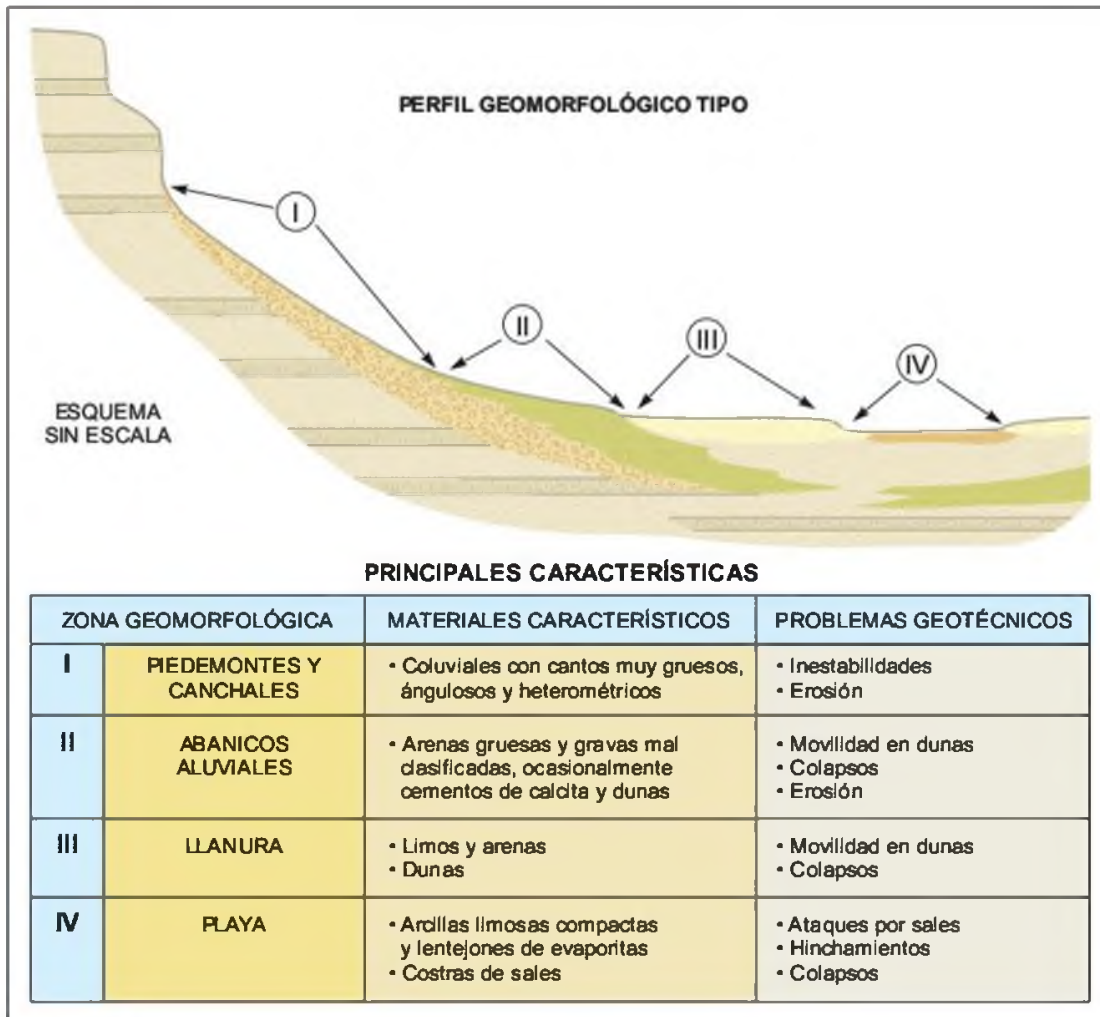


Figura 2.84 Principales características de los depósitos de climas áridos y desérticos.

- Cambios volumétricos en yesos.
- Desprendimientos y roturas en taludes de laderas con fuertes pendientes.

En la Figura 2.84 se muestran las principales características de estos suelos.

Depósitos evaporíticos

Estos depósitos están formados por la precipitación química de sales, cloruros o sulfatos, típicos de medios áridos o desérticos, lacustres, lagunares y litorales (Figura 2.85). Las características comunes a estos depósitos son las siguientes:

- Producen reacciones químicas con los hormigones, que pueden ocasionar su deterioro y destrucción.
- Son fácilmente solubles, sobre todo los cloruros.



Figura 2.85 Depósitos de sal («salares») en la zona desértica de La Puna, Noroeste de Argentina (foto M. Ferrer).

- Pueden sufrir cambios de volumen, al pasar las anhidritas a yesos.
- En superficie forman costras.
- Representan un riesgo de hundimiento cuando se producen fenómenos de disolución y carstificación.

Depósitos de climas tropicales

Las condiciones climáticas en regiones tropicales con alta humedad y altas temperaturas determinan una intensa meteorización química, originando suelos residuales muy desarrollados. Su composición mineralógica, su fábrica y las condiciones geoquímicas del medio controlan el comportamiento geotécnico de estos suelos. Cuando se precipitan altos contenidos de hierro y aluminio se forman las **lateritas** (Figura 2.86). Si las condiciones de drenaje son deficientes pueden formarse los denominados **suelos negros**, ricos en esmectitas. Si el drenaje es alto se forman las **arcillas rojas**, ricas en halositas. En la Figura 2.87 se muestra una columna tipo de estos suelos.

En los suelos tropicales son frecuentes los encostramientos, con mejores propiedades geotécnicas en superficie que en profundidad. Tienden a formar agregaciones de partículas de arcilla de tamaño limo y arena, dando resultados en los análisis granulométricos y de plasticidad que no corresponden a su naturaleza arcillosa; son altamente sensibles a la desecación. Los tipos de suelos más representativos son los siguientes:

- Zonas de ladera y de montaña: formación de **suelos rojos**. Suelos ricos en halositas en con-



Figura 2.86 Suelos tropicales (latosoles volcánicos) afectados por un deslizamiento. Isla de Hainan, China (cortesía de A. Pérez González).

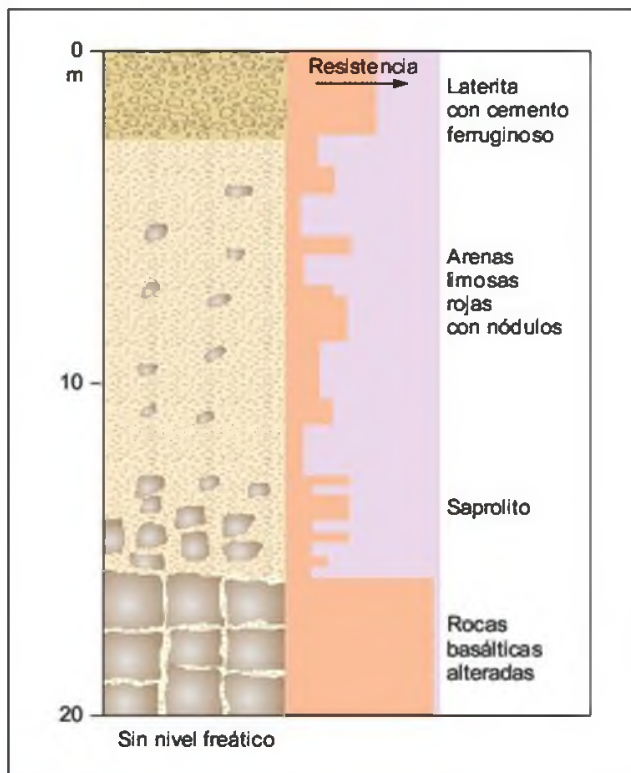


Figura 2.87 Perfil tipo de depósitos de climas tropicales.

diciones de buen drenaje. Cambios de propiedades geotécnicas con la desecación y la agregación de partículas.

- En zonas bajas y llanuras: formación de **suelos negros**. Predominio de las esmectitas. Problemas de expansividad y mal drenaje.
- **Suelos encostrados**. Presentan un buen comportamiento geotécnico. En función del tipo de mineral predominante se forman lateritas (Al), ferricritas (Fe), silcritas (Si) o calcritas (Ca).

Depósitos de origen volcánico

Los suelos volcánicos pueden ser residuales por alteración de los materiales infrayacentes, resultando depósitos limo-arenosos y arcillas, y transportados como productos de las emisiones volcánicas dando acumulaciones de piroclastos, de tipo lacustre o aluvial cuando son transportados por el agua.

Los minerales procedentes de las rocas volcánicas son altamente inestables frente a la meteorización, transformándose rápidamente en productos de alteración y arcillas, abundando las halositas, las alofanas (de estructura amorfa) y las esmectitas. El predominio de alguno de estos minerales depende de las condiciones de drenaje y geoquímica del medio. Las arcillas

volcánicas tienden a formar fábricas oolíticas y agregaciones de arcilla (Figura 2.74), dando granulometrías y plasticidades correspondientes a suelos de mayor tamaño. Los suelos esmectíticos son expansivos, con altas plasticidades. Los suelos residuales pueden ser muy susceptibles, comportándose de forma muy inestable frente a rápidos aumentos de la presión intersticial, o cargas cíclicas por terremotos, en cuyo caso se pueden producir deslizamientos y flujos de tierras.

Otro grupo importante de suelos volcánicos lo forman los depósitos de piroclastos. Están formados por partículas de tamaños variables, desde cenizas (< 2 mm) hasta lapillis (2-64 mm), o fragmentos de mayor tamaño. Se acumulan, en capas estratiformes, según sea la dirección del viento, o dirección de la nube de cenizas o colada de piroclastos. Forman estructuras esponjosas de muy baja densidad y alta porosidad. Cuando las cenizas se consolidan o cementan, forman tobas blandas, muy alterables y colapsables frente a cargas relativamente bajas. Si los piroclastos están aún fundidos en el momento de su sedimentación, se aglomeran formando una toba compacta.

En Canarias son frecuentes las capas de lapillis y cenizas, asociadas a conos de cinder, con buzamientos variables y de apariencia estratiforme (Figura 2.88). Tienen muy baja densidad y son potencialmente colapsables. Si durante la deposición y enfriamiento se desarrollan fuertes uniones entre sus partículas por



Figura 2.88 Depósitos piroclásticos, Tenerife (foto F. González de Vallejo).

solidamiento o compactación de los productos vítreos, su resistencia aumenta dando elevados ángulos de rozamiento interno y cohesiones aparentes altas. Cuando una colada de lava, aún incandescente, cubre a uno de estos depósitos piroclásticos, o bien a suelos residuales, se produce la rubefacción de su superficie, originando un suelo rojo compacto, denominado **almagre**. En la Figura 2.89 se muestran perfiles de meteorización de suelos residuales volcánicos de Tenerife.

En las regiones volcánicas se pueden formar **depósitos lacustres**, en cuya composición abundan las es-

SUELOS RESIDUALES SOBRE BASALTOS						SUELOS RESIDUALES SOBRE PIROCLASTOS					
CL	DESCRIPCIÓN	E_m	$R_{\Omega m}$	SPT RQD	GM	CL	DESCRIPCIÓN	E_m	$R_{\Omega m}$	SPT	GM
	Arcillas limosas rojizas o marrones	0,5-2	10-80	SPT 40-50	VI		Arcillas limosas ocreas o rojizas y lapillis meteorizados	0-0,5	10-150	20 a 40	VI-V
	Limos arenosos marrones	0-1					Lapillis amarillentos o rojizos muy meteorizados	1	100-200	40 a 50	IV
	Gravas basálticas en matriz arcillosa	0-2	40-150	SPT Re	V		Escorias y piroclastos	—	100-700	Re	II-I
	Escorias basálticas	0-1	60-500	RQD < 20	IV						
	Basaltos muy escoriáceos	—	200-500	RQD 20-40	II						
	Basaltos masivos	—	1.000	RQD > 70	I						

CL: columna litológica; E: espesor; R: resistividad aparente; SPT: número golpes ensayo SPT; RQD: índice de fracturación RQD; GM: grado de meteorización; Re = rechazo.

Figura 2.89 Columnas litológicas tipo de suelos residuales volcánicos, Tenerife (González de Vallejo *et al*, 1981).

mectitas, la materia orgánica y los restos biogénicos. Estas condiciones son representativas de las arcillas del Valle de México, donde la composición es alofánica, con altos contenidos en sales, materia orgánica y restos fósiles, lo que origina su elevada plasticidad

y compresibilidad. En el Valle de La Laguna, en Tenerife, también se encuentran arcillas lacustres de alta plasticidad, de composición montmorillonítica, muy compresibles. Sin embargo, en Canarias los suelos predominantes son de tipo residual y coluvial.

2.9

Problemas planteados por los suelos en ingeniería

Los suelos, en general, pueden incluirse en uno de los siguientes grupos:

- Los que forman parte del medio natural sometido a la acción antrópica, respondiendo a los problemas generales que esta acción plantea: excavaciones a cielo abierto, túneles, construcción de cimentaciones, etc, constituyendo los problemas habituales en ingeniería geológica.
- Los que plantean problemas especiales debido a su propia condición y a la acción de la naturaleza, sin intervención humana. Estos problemas pueden afectar a la actividad ingenieril de por sí, o bien porque la acción antrópica acentúe los problemas naturales existentes. Entre ellos se encuentra el flujo de suelos arcillosos en casos de lluvias intensas, cuando se sitúan en pendientes inadecuadas, dando lugar a avalanchas de barro o de tierra, o la licuefacción (anulación de las tensiones efectivas) en suelos areno-limosos sometidos a terremotos. En ambos casos los procesos pueden producirse sin que afecten al hombre, pero pueden crear grandes problemas si, por ejemplo, se construye en un valle a pie de una ladera con peligro de avalanchas (como en numerosas ocasiones ha sucedido en Perú, Colombia, Centroamérica, etc.) o cuando se instala una ciudad sobre depósitos licuefactables (como en Niigata en Japón, Anchorage en Alaska, etc.). Estos suelos pueden denominarse como «conflictivos» y se les presta atención más adelante en este apartado.

Respecto a los problemas generales, los más habituales que pueden plantear los suelos en ingeniería geológica suelen ser los siguientes:

- De **capacidad portante o resistencia**, en cuanto que el terreno ha de ser capaz de soportar los

incrementos (positivos o negativos) de tensiones que inducen en ellos las obras de ingeniería, sin alcanzar los niveles límites de seguridad previamente establecidos: la curva de resistencia intrínseca o la relación carga-asiento para un cierto factor o coeficiente de seguridad (Figura 2.90).

- De **deformabilidad**, en cuanto que la estructura a cimentar ha de ser capaz de experimentar los movimientos de la cimentación sin repercusiones especiales. Esos movimientos son la consecuencia de las deformaciones inducidas en el terreno por las cargas que transmite el cimientado. Es habitual establecer un asiento máximo, S_{max} , y una distorsión angular máxima (Δ/L) admisibles (en función del tipo de estructura) que no deben de ser superados (Figura 2.91).
- De **perennidad** a lo largo del tiempo, en cuanto que las condiciones de resistencia y deformabilidad deben permanecer invariables a lo largo del tiempo o, al menos, no disminuir por debajo de los valores admisibles establecidos. Por ejemplo, una excavación próxima a una cimentación preexistente no solo puede producir nuevos movimientos, sino también variar la capacidad portante de los cimientos antiguos (Figura 2.92).

Suelos con problemática especial

Los problemas considerados como especiales se pueden poner de manifiesto por la propia naturaleza, o bien a causa del hombre, que con sus obras puede interferir en el equilibrio natural y alterarlo (una primera vez o varias veces, cíclicamente), o puede hacer, con su intervención, que las obras y el terreno circundante sufran de forma distinta la acción climática, muchas veces periódica, pero no por ello menos intensa. En ese sentido cabe distinguir los problemas propios de:

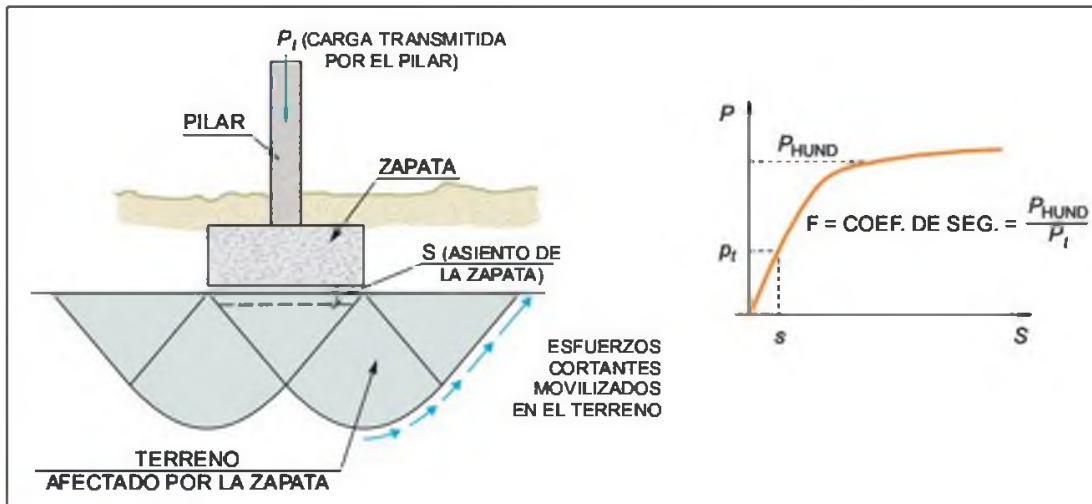


Figura 2.90 Problemas de seguridad por capacidad portante.

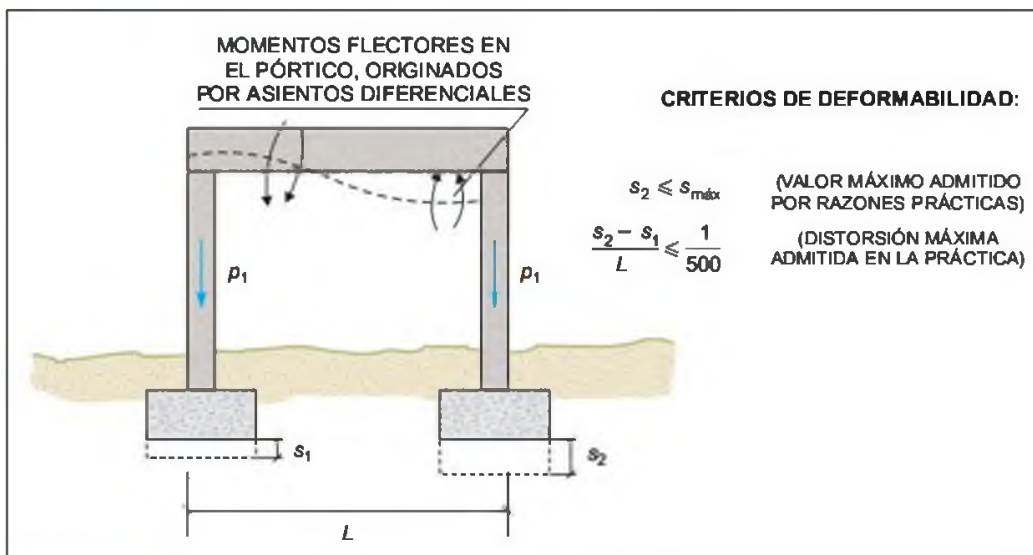


Figura 2.91 Problemas de deformabilidad.

- Las arcillas expansivas.
- Los suelos dispersivos.
- Los suelos salinos y agresivos.
- Los suelos colapsables.
- El permafrost.
- Los fangos y suelos muy blandos y sensitivos.
- Los suelos licuefactables.

En el comportamiento de algunos de estos suelos, como los suelos expansivos, influyen, además de su constitución, las variaciones climáticas (como en el caso también del permafrost); en otros, como los licuefactables, influyen los procesos geológicos como los terremotos.

Arcillas expansivas

Bajo este nombre se incluyen aquellos suelos arcillosos (es decir, con predominancia de partículas de tamaño inferior a 2 micras) cuya estructura mineralógica y fábrica les permite absorber agua con un cambio de volumen importante. Las moléculas de agua penetran en la red cristalina, entre las cadenas de silicatos que están unidas por enlaces débiles, disminuyendo o anulando los mismos, pasando la red cristalina a ocupar un mayor volumen aparente, sin que se produzcan reacciones químicas. Si después cambian las condiciones (por ejemplo, por desecación continuada o por drenaje), esas moléculas de agua pueden salir de

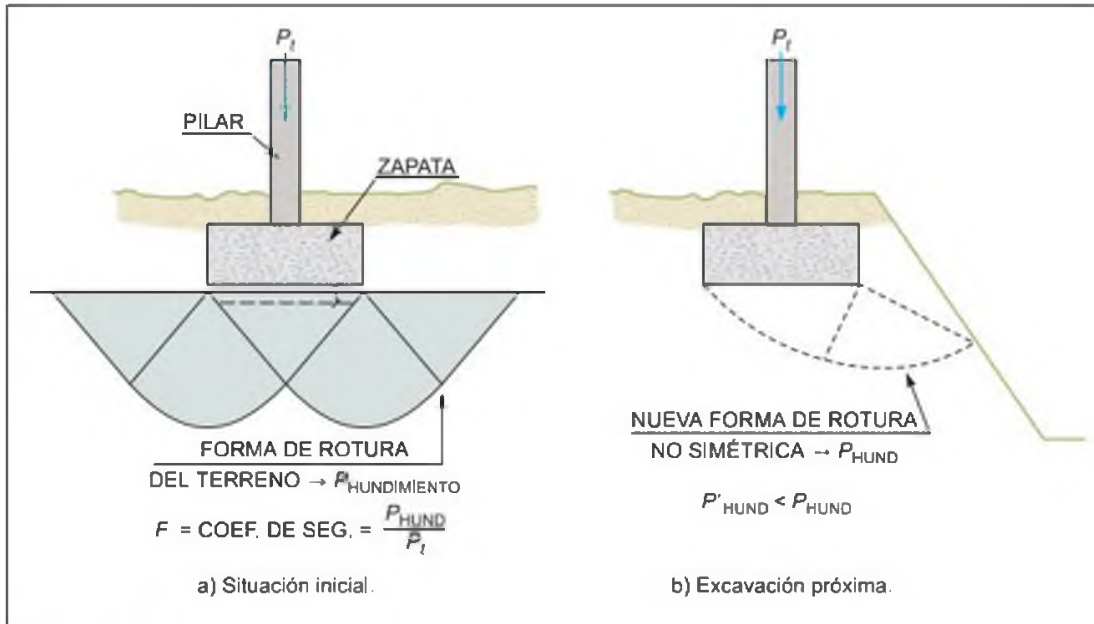


Figura 2.92 Generación de situaciones diferentes con el paso del tiempo.

la red y producirse una disminución de volumen o retracción.

La capacidad de cambio de volumen de estos materiales viene condicionada, por lo tanto, por el contenido de arcilla y su mineralogía, su estructura y fábrica.

Expansividad es el aumento de volumen por absorción de agua, y **retracción** la disminución de volumen por eliminación del agua.

El cambio de volumen (expansividad y retracción) está condicionado por los siguientes factores (además de los geológicos):

- Las **variaciones climáticas**, ya que de éstas depende la presencia del agua necesaria para producir la expansión o la evaporación del agua para inducir la retracción. Los cambios de volumen se reflejan en los edificios que están contruidos sobre arcillas expansivas y pueden producir agrietamientos al someter a la estructura a movimientos que, si son inducidos por determinados cambios de condiciones climáticas estacionales o plurianuales (como ocurre en el sur de España), pueden ser cíclicos (Figura 2.93).
- La **vegetación**, que puede cambiar localmente el contenido de humedad del terreno y dar lugar a los cambios de volumen consiguientes. La vegetación y la acción de las raíces pueden ser agentes desencadenantes del fenómeno.
- Los **cambios hidrológicos** generales producidos tanto por las acciones climatológicas, como por las variaciones de nivel freático debidas a explotación de acuíferos, construcción de embalses, etc.



Figura 2.93 Estación agrietada por la expansión de arcillas, Jaén (foto C. Oteo).

La expansividad, por tanto, tiene un carácter potencial:

- Por un lado debe existir una arcilla con la mineralogía y fábrica adecuadas. Los carbonatos pueden cementar la estructura e impedir o disminuir la expansividad, pero la destrucción de los enlaces diagenéticos (por ejemplo, al extraer el suelo para su utilización como material para terraplenes) permite que la acción del cemento desaparezca y que los minerales puedan ser afectados por el agua.
- Debe producirse una variación en la humedad del suelo, por cualquier causa, que induzca a la

Grados de expansividad y valores medios de parámetros geotécnicos

Grado	Expansividad	Finos (%)	Límite líquido	Índice Lambe (kPa)	Presión de hinchamiento (kPa)	Hinchamiento libre (%)
I	Baja	< 30	< 35	< 80	< 25	< 1
II	Baja a media	30-60	35-50	80-150	25-125	1-4
III	Media a alta	60-95	50-65	150-230	125-300	4-10
IV	Muy alta	> 95	> 65	> 230	> 300	> 10

expansividad o a la retracción, pudiendo ir una seguida de la otra (la retracción va unida a períodos de sequía y la expansividad a los de lluvia).

Por esta causa, los suelos potencialmente expansivos y problemáticos se sitúan en zonas de climas áridos y semiáridos, como la franja mediterránea (sur de España e Italia, Turquía, Israel, Marruecos, Túnez, etc.), Sudáfrica, sur de Norteamérica (Nuevo México, Arizona, Texas, Norte de México), norte de Sudamérica (Colombia, Ecuador, Perú), etc.

A efectos prácticos, dado que la expansividad se relaciona con el contenido arcilloso, es habitual emplear parámetros de caracterización de arcillas para evaluar y graduar la posible expansividad de un suelo. Generalmente se consideran cuatro grados de expansividad (I a IV), tal como se indica en el Cuadro 2.12, en el que aparecen los intervalos de valores que definen estos cuatro grados en lo referente a contenido de finos y límite líquido. Además, se utilizan otros ensayos de laboratorio de mayor calidad y realizados a propósito para evaluar la expansividad:

- El **ensayo de Lambe**, que proporciona la presión que ejerce el suelo (remoldeado) al humectarse en el interior de un molde y reaccionar contra un pistón calibrado (Figura 2.94). Su descripción puede consultarse en Jiménez Salas y Justo Alpañés (1975).
- El **ensayo de presión de hinchamiento**, que es la máxima presión que desarrolla una muestra de suelo inalterado (dentro de un molde edométrico) cuando, al humectarse, se impide su hinchamiento.
- El **ensayo de hinchamiento libre**, o máxima variación de espesor de una muestra inalterada en un molde edométrico, cuando se humecta y se permite la expansión.

Los valores índice de estos tres ensayos que sirven para fijar el grado de expansividad potencial se incluyen también en el Cuadro 2.12.



Figura 2.94 Aparato de Lambe para caracterizar la expansividad de los suelos (foto C. Oteo).

En España existen este tipo de suelos en la Meseta Norte (Palencia, Valladolid), en el sur de Madrid y en todo el Valle del Guadalquivir. En el mapa de arcillas expansivas (Ayala *et al.*, 1986) se señalan las zonas donde aparecen estos suelos, sin que ello evite realizar estudios de detalle sobre la expansividad concreta en cada zona, con criterios más detallados, como los del Cuadro 2.12 o el de la Figura 2.95, basados en la relación entre el límite líquido y el cociente entre la humedad y ese límite líquido, incluyendo datos de presión de hinchamiento e hinchamiento libre probable.

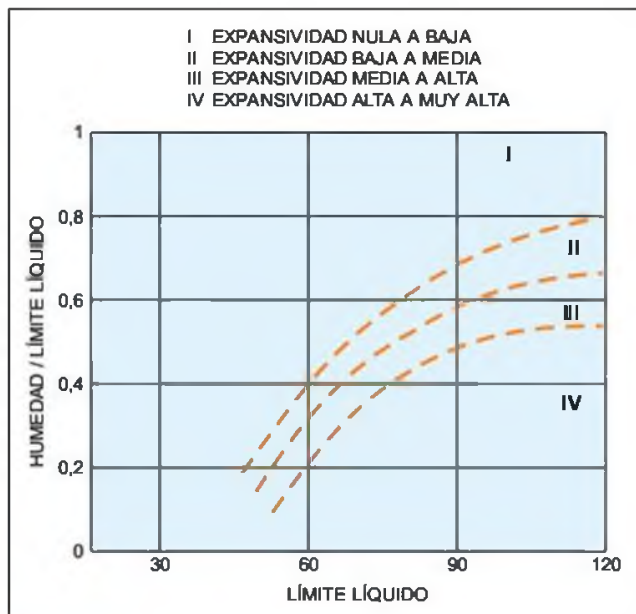


Figura 2.95 Criterio de peligrosidad a partir de la expansividad (Oteo, 1986).

En zonas volcánicas suelen existir arcillas expansivas versicolores, que constituyen, a veces, depósitos coluviales y, otras, lagunares, aunque en ocasiones aparecen como episodios volcánicos incluidos entre masas de fonolitas, como las que han dado problemas de empujes en los túneles de Trasvasur (Gran Canaria) a lo largo de más de 25 años.

Existen otros suelos que también dan problemas de expansividad, como los derivados de la congelación de agua en el terreno, y los problemas de hinchamiento que se producen en escorias de horno LD por existencia de cal libre (se han obtenido hinchamientos libres de hasta el 5 % en zonas con 3,5 % de esta cal) o de óxido de magnesio (hinchamientos del 4-6 % para contenidos del 14 % de MgO) al absorber agua. O los fenómenos de hinchamiento por hidratación de anhídrido (sulfato cálcico deshidratado) al pasar a dihidrato (yeso común) por absorción de agua (en España se ha producido un importante fenómeno de este tipo al excavar grandes volúmenes de tierra para instalar una central de energía).

En ocasiones, la expansividad de una arcilla puede incrementarse por el paso de agua a través del terreno con iones sodio, que aumentan la separación de la red cristalina de los minerales. Así ha ocurrido en la depuradora sur de Madrid, al abrirse las fisuras de una arcilla margosa con yeso al eliminar 20 m de terreno e iniciarse un flujo de agua que llegaba a esas arcillas tras pasar por capas de glauberita (yeso con sulfato sódico); en este caso se registraron levantamientos de más de 50 cm en un decantador de aguas residuales, como consecuencia de la expansión generalizada.

Suelos dispersivos

Los **suelos dispersivos** son aquellos cuya constitución mineralógica y fábrica es tal, que las fuerzas repulsivas entre las partículas finas (arcillas) exceden a las fuerzas de atracción de esas partículas. Debido a ello, en presencia de agua, los suelos flocculan, es decir, se separan los agregados de partículas y quedan partículas de menor tamaño que son más fácilmente arrastradas por el agua con cierta velocidad, produciéndose la erosión interna de estos suelos.

Los agregados de partículas o flocúlos están constituidos por partículas arcillosas, y además suelen tener una proporción elevada de sales disueltas (por encima del 12 % en el agua que está ocluida en los poros del suelo).

Se emplean dos criterios para reconocer el riesgo de dispersión, que en terraplenes y presas con agua puede dar lugar a erosiones internas, creando canales de sección circular: uno de tipo físico (ensayo doble granulométrico por sedimentación, con o sin dispersante de partículas), y otro de tipo químico, determinando el contenido de iones de Na, Ca, Mg y K y comparándolos relativamente (Figura 2.96). En el caso de emplear el doble granulométrico, se define el **índice de dispersión**, I_{dis} , como la relación entre el porcentaje de partículas menores de 0,005 mm en el ensayo con agua desmineralizada y el mismo parámetro obtenido en el ensayo normal, con dispersante. Si ese índice es superior a 50 % se considera que el suelo tiene gran estabilidad frente a la dispersión, si está entre 50 y 30-35 la estabilidad es intermedia o marginal, si es inferior a 30-35, el material es dispersable.

Suelos salinos y agresivos

Suelen contener más del 15 % de su capacidad iónica de cambio saturada de iones de sodio, además de contener cantidades apreciables de sales solubles. Su pH en solución saturada es del orden de 8,5 o menor.

En suelos salinos asociados a altos grados de evaporación y, por lo tanto, de concentración de sales, como los que existen en Irán e Irak, se pueden dar también características de expansión, pero pequeños cambios en la constitución salina pueden cambiar el riesgo de expansividad al riesgo de colapso, en función de la densidad inicial de las arcillas que contienen.

Un caso extremo de suelos salinos son los de la depresión del Mar Muerto (Jiménez Salas y Oteo, 1999), donde se proyectó la Presa de Karamehan (Jordania), sobre limos calcáreos con finas láminas de aragonito. El conjunto está muy consolidado, por lo que la estabilidad actual del aragonito está asegurada por la composición del agua intersticial, fuertemente salina. Pero el embalse está destinado a contener agua

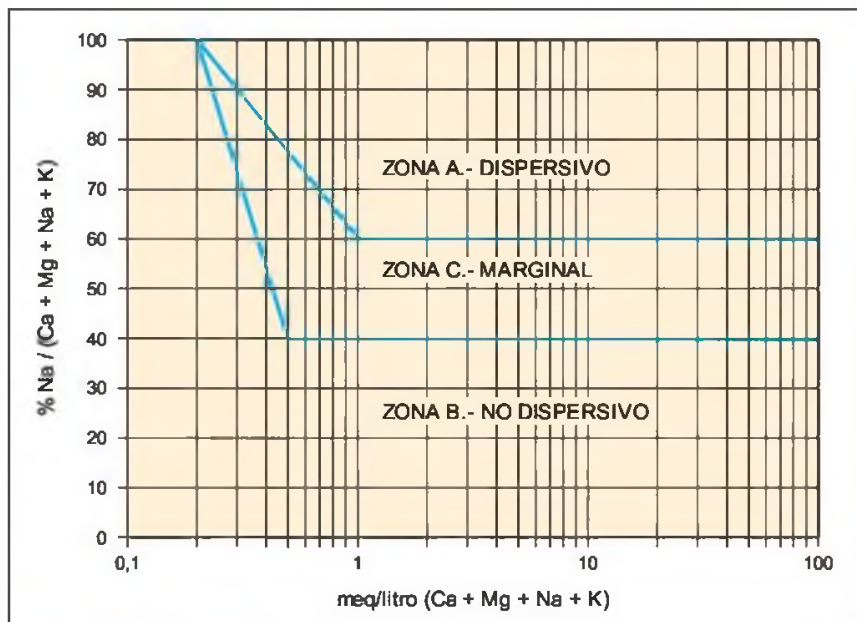


Figura 2.96 Potencial de dispersividad en función del contenido químico, según los criterios de Sherard y otros, 1976.

dulce, lo que puede producir un cambio de salinidad en esa agua intersticial, a largo plazo, con consecuencias aún desconocidas.

Muchos de estos suelos salinos son agresivos al hormigón de las cimentaciones, sobre todo si hay agua de circulación en el subsuelo, que se lleva el producto del ataque del suelo al cemento y permite que éste siga progresando. Normalmente se considera que por debajo de un 0,02 % de sulfatos (medido en contenido de SO_3) no existen problemas de este tipo. En el Cuadro 2.13 se indican valores de referencia para suelos y aguas en relación al grado de ataque al hormigón.

Suelos colapsables

Estos suelos, caracterizados por tener una estructura muy abierta y floja, mantienen su estabilidad por el

estado de sequedad de la atmósfera. Inicialmente, al ser depositados (por vía acuosa o eólica, lo que ayuda a formar dicha estructura) no tienen ninguna cohesión, pero acaban cementándose ligeramente por cristales de sulfatos o por rellenarse sus huecos con partículas más finas, lo que les da, en seco, una resistencia apreciable.

Estos suelos, geotécnicamente metaestables, tienen un comportamiento que varía según el contenido de humedad. Al aumentar ésta, la estructura inicial puede ser destruida, produciéndose una importante disminución de volumen aparente (colapso) y el consiguiente asiento (además de un posible arrastre de partículas por agua con cierta velocidad). En el Valle Central de California se han medido subsidencias de más de 4 m, al poner en riego suelos de este tipo, e infiltrarse el agua poco a poco. A veces, si las zonas superficiales se han encostrado (por depósitos de carbonatos, por ejemplo, o por colapsos antiguos), el colapso y arrastre, y disolución de los iones sulfatos, se dan por debajo de la superficie, formándose cuevas o simas que acaban cediendo al romperse las costras superficiales. Esto ocurre, por ejemplo, en las zonas endorreicas en que se encuentran los limos yesíferos del Valle del Ebro; estos limos se han depositado eólicamente en los fondos de los «valés», con potencias de hasta 15 m, con partículas limosas sujetas por enlaces de sulfatos. El suelo seco presenta una cohesión aparente a corto plazo que permite excavar zanjas con retroexcavadores, quedando paredes verticales con las huellas de la pala. Pero bajo la acción del agua,

CUADRO 2.13

Grados de ataque al hormigón de suelos y agua en función de su contenido en SO_4

Grado de ataque	Agua $mg SO_4^{2-}/l$	Suelo $mg SO_4^{2-}/kg$ suelo seco
Débil	200-600	2.000-3.000
Moderado	600-3.000	3.000-12.000
Fuerte	> 3.000	> 12.000

Instrucción Hormigón Estructural (1998). Ministerio de Fomento, Madrid.

Criterios de colapsabilidad

Grado de colapso	Peso específico seco (kN/m^3)	Potencial de colapso (%) (*)
Bajo	> 14,0	< 0,25
Bajo a medio	12,0-14,0	0,25-1,0
Medio a alto	10,0-12,0	1,0-5,0
Alto a muy alto	< 10,0	> 5,0

(*) Asiento inducido por colapso bajo inundación referido a la altura inicial de la muestra.

se producen disoluciones en los sulfatos, con grandes reducciones de volumen y arrastre de las partículas, pasando de su bajo peso específico (de 10 a 13 kN/m^3) a estados en que se produce una disminución de volumen de hasta el 10 % (Faraco, 1972).

Para caracterizar la peligrosidad de estos suelos se utiliza el peso específico seco aparente y los **ensayos de colapso** (Cuadro 2.14). Estos ensayos se realizan en el edómetro sometiendo a las muestras a una carga determinada y midiendo el asiento tras la inundación de dicha muestra.

En España se han producido fenómenos de colapso, además de en los limos yesíferos citados, en la costa mediterránea, en limos arenosos de abanicos aluviales próximos a Alicante que, dado el clima seco de la zona, tienen un grado de saturación bajo (20-30 % y, ocasionalmente, 60-75 %). Como en los limos yesíferos, la parte superior está encostrada y dura, pero por debajo los suelos no están cementados y están flojos (densidades secas del orden de 14-15 kN/m^3), por lo que las infiltraciones pueden dar lugar a colapsos muy altos, hasta del 15 %.

Otros posibles casos de suelos colapsables en España son los siguientes:

- En Canarias, las **tobas blandas** y los **aglomerados piroclásticos**, con estructuras muy abiertas y débiles contactos entre las partículas, y con densidades muy bajas, pueden colapsar bajo cargas moderadas y/o por inundación, (Uriel y Serrano, 1971).
- Los **rellenos antrópicos** no compactados, en los que se origina una estructura floja en la que el agua queda en los contactos entre partículas (formando meniscos, gracias a la succión que se crea por la diferencia de presión entre el aire y el agua de los poros). Estos meniscos introducen fuerzas intergranulares que comprimen las partículas y dan una resistencia considerable en condiciones normales de humedad. La saturación en agua elimina los meniscos, disminuye las fuerzas intergranulares y provo-

ca fuertes colapsos o disminuciones de volumen (del 2 al 7 %, en el caso de los rellenos con «arenas de miga» del centro de la Península Ibérica), fenómeno que ha inducido grandes problemas en diversos rellenos (como en el caso de la Avenida de la Ilustración de Madrid). En este tipo de suelos, el ensayo de penetración continua (ver Capítulo 6), puede distinguir claramente lo que es suelo natural (más de 25-30 golpes/20 cm) de lo que es material de relleno sin compactación adecuada (5-15 golpes/20 cm).

Muy conocidos a nivel internacional como suelos colapsables son los «loess» sedimentados eólicamente y que aparecen entre los paralelos 30 y 55 de cada hemisferio (Siberia, Ucrania, Rumania, Australia, Argentina, Uruguay, Medio Oeste norteamericano, etc.). En alguna ocasión se ha acudido a inundar valles enteros, a fin de provocar el colapso por inundación y llevar al terreno a una situación más estable y densa, con lo que, desde el punto de vista de cimentaciones, se comporta de forma admisible. De hecho, los limos yesíferos aragoneses, removidos y compactados, alcanzan densidades secas óptimas del orden de 17,5 kN/m^3 , o sea, se transforman en un suelo mucho más denso que el original.

La acción del hielo y el «permafrost»

La penetración de la helada en el terreno va acompañada de diversos fenómenos físicos, entre los que destaca el aumento de volumen del agua del suelo al congelarse, que puede destruir la estructura del suelo o de la roca. El efecto más significativo suele ser la acumulación de lentejones de hielo, que da lugar a expansiones en invierno y a reblandecimientos en verano.

Se considera que a medida que aumenta la proporción de suelo con una granulometría por debajo de 0,02 mm, lo hace también la susceptibilidad a la acción del hielo. Si esta fracción es superior al 3 % y el coeficiente de uniformidad del suelo (D_{60}/D_{10}) es del orden de 15, el suelo es susceptible a los efectos de la helada. Y cuando esa fracción excede al 10 %, el coeficiente de uniformidad debe oscilar alrededor del 5 para que el suelo sea susceptible frente a ese fenómeno.

En áreas muy grandes de Canadá, Alaska y Siberia existen suelos permanentemente congelados («permafrost») que alcanzan profundidades que dependen de la conductividad térmica del terreno y del clima. Por debajo de la superficie, generalmente muy dura, el suelo puede tener una estructura floja, ya que el agua congelada, al aumentar de volumen, destruye la unión y cementación entre partículas. Mientras exista el hielo, el conjunto es resistente; pero si por algún motivo sube la tempe-

ratura en el terreno (por ejemplo, al construir un edificio con calefacción) se licúa el hielo de los poros y el terreno, flojo, se convierte en un barro poco resistente, con los consiguientes problemas de apoyo para el edificio (lo que en estas zonas lleva a cimentar sobre pilotes profundos).

Fangos blandos y sensitivos

La desembocadura de los ríos y algunas zonas costeras con rocas blandas están cubiertas por depósitos finos (limosos y arcillosos), saturados y muy blandos, que suelen contener materia orgánica (4-5 %); se denominan como **fangos**. En las costas andaluzas de Cádiz y Huelva, alcanzan espesores máximos de 25 m y constituyen verdaderas zonas «amarismadas». En estos materiales el contenido de agua es muy elevado (60-140 %) y la estructura es muy floja (peso específico seco de 7,0-14,0 kN/m³), en función del tipo de sedimentación, contenido de materia orgánica, granulometría, etc., lo que lleva a que sean muy deformables (muy blandos, con índices de compresión C_c de 0,400 a mayor de 1,0). En España se conocen casos con valores de C_c de 0,600 (Ría de Bilbao) y 0,800 (Puerto de Santa María), considerando aparte los materiales con

predominio de materia orgánica (como las turbas de Padul, Granada, con humedad del 400 % y C_c del orden de 1,200).

Esta gran deformabilidad (que equivale a módulos de deformación medios de 1.000-3.000 kPa) supone, además, que la resistencia al esfuerzo cortante sin drenaje sea muy baja, del orden de 15 a 50 kPa; aunque en superficie (por deposición de sales, efectos cíclicos de variación de mareas, etc.), pueden estar algo encostradas (los 3-4 metros superficiales), con lo que la resistencia al corte puede duplicarse.

A veces tienen humedades por encima del límite líquido (estado fluido), por lo que la estructura puede estar determinada por la naturaleza química del líquido intersticial.

En los casos de las marismas del sur de España las humedades son del orden del 45-60 %, algo por debajo del límite líquido, y se muestran algo cementadas, como ya se ha indicado, en los 2-3 m superiores. En ellas predominan las arcillas limosas (con 6-10 m de espesor), aunque se intercalan con capas de arenas finas (2-4 m de espesor). La identificación de estas capas se hace muy bien con piezoconos, y la evaluación de su deformabilidad puede estudiarse adecuadamente con terraplenes experimentales. En la Figura 2.97 se muestran los asientos relativos medidos bajo terraple-

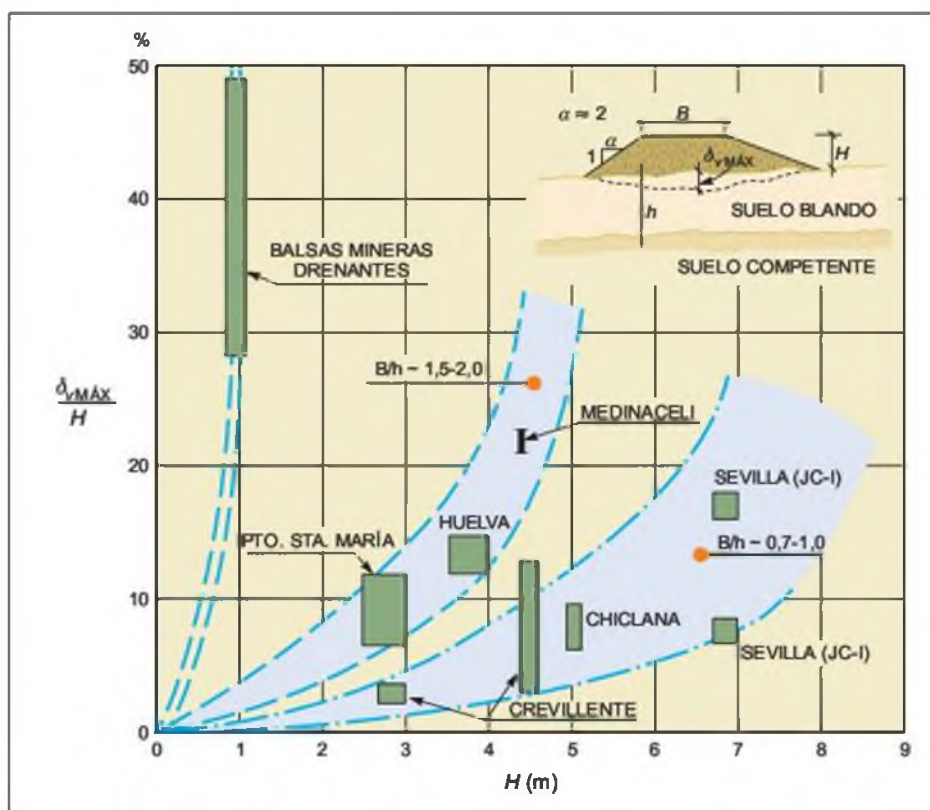


Figura 2.97 Asientos relativos en suelos blandos sin tratamientos de refuerzo (Jiménez Salas y Oteo, 1999).

nes sobre diversos suelos blandos sin ningún tratamiento de refuerzo.

Estos fangos, además, pueden tener susceptibilidad tixotrópica, llegando a perder su resistencia inicial por remoldeos (por ejemplo, al producirse deslizamientos, hinca de pilotes próximos, etc.). En Noruega se han producido grandes movimientos en arcillas marinas susceptibles (arcillas rápidas), a veces provocadas por un pequeño deslizamiento de 2-3 m de profundidad; el remoldeo sobre el terreno próximo se hace progresivo, llegando a mover el terreno superficial de un fiordo en más de 6 km de longitud.

Suelos licuefactables

Se denominan así aquellos suelos que con un contenido predominante areno-limoso, en estado saturado, al experimentar esfuerzos cortantes anómalos y rápidos, permiten un aumento de las presiones intersticiales (por falta de drenaje), hasta valores del orden de la presión total existente. En este caso la presión efectiva se anula prácticamente, con lo que los granos dejan

de estar en contacto, la resistencia al corte desaparece y el material se comporta como un líquido, dando lugar a movimientos verticales y horizontales de su masa, que se traducen en deslizamientos (en caso de taludes), o en grandes asientos.

Este fenómeno de suelos areno-limosos flojos y con baja permeabilidad ha dado lugar, durante terremotos (que con la repetición cíclica y rápida de esfuerzos tangenciales llegan a anular las presiones efectivas), a grandes desastres: en Niigata (Japón), en el terremoto de 1964, se produjo el hundimiento de docenas de edificios bien preparados para la respuesta estructural (cajones rígidos), pero apoyados en depósitos flojos licuables, lo que llevó a asientos de metros y al vuelco y giro de los edificios. También ese año se produjeron, por el mismo motivo, grandes deslizamientos en las proximidades de Anchorage (Alaska); los edificios afectados experimentaron recorridos del orden de 200 m desde su posición inicial.

El estudio de la licuefacción se trata en detalle en el Apartado 15.6, Capítulo 15.

Bibliografía recomendada

- Fookes, P. G. (1997). Geology for engineers: The geological model, prediction and performance. *Quarterly Journal of Engineering Geology*, vol. 3, part 4, pp. 293-425.
- Jiménez Salas, J. A. y Justo Alpañés, J. L. (1975). *Geotecnia y cimientos I*. Ed. Rueda. Madrid.
- Lambe, T. W. and Whitman, R. V. (1981). *Mecánica de suelos*. Ed. Limusa. México.
- Mitchell, J. K. (1976). *Fundamentals of soil behaviour*. John Wiley & Sons. N.Y.

Referencias bibliográficas

- Ayala, F., Ferrer, M., Oteo, C. y Salinas, J. L. (1986). Mapa predictor de riesgos por expansividad de arcillas en España a escala 1:1.000.000. IGME-CEDEX. Serie: Geología Ambiental.
- Bennet, R. H. and Hulbert, M. H. (1986). *Clay microstructure*. Ed. Int. Human Resources Dep. Co.
- Burland, J. B. (1988). *Behavior and design of foundations*. MSc Course on Soil Mechanics. Imperial College, London.
- Capper, P. L., Cassie, W. F and Geddes, J. D. (1974). *Problems in engineering soils*. E.F.N. Spon. Londres.

- Casagrande, A. (1932). The structure of clay and its importance in foundation engineering, *Journal of Boston Society of Civil Engineers*, 19, 4, pp. 169-209.
- Day, R. W. (1999). *Geotechnical and foundation engineering*. McGraw-Hill.
- Faraco, C. (1972). *El colapso de los limos yesíferos*. Tesis Doctoral. Universidad Politécnica de Madrid. Inédito.
- González de Vallejo, L. I., Jiménez Salas, J. A. y Leguey Jiménez, S. (1981). *Engineering geology of the tropical volcanic soils of La Laguna, Tenerife*, *Engineering Geology*, n.º 17, pp. 1-17. Elsevier.
- Grim, R. E. (1962). *Applied clay mineralogy*. McGraw-Hill.
- Hough, B. K. (1957). *Basic soils engineering*. The Ronald Press Company. New York.
- Jáky, J. (1944). The coefficient of earth pressure at rest. *Journal for Society of Hungarian Architects and Engineers*, pp. 355-358. Budapest.
- Jiménez Salas, J. A., Justo Alpañés, J. L. y Serrano González, A. A. (1976). *Geotecnia y cimientos II*. Ed. Rueda. Madrid.
- Jiménez Salas, J. A. y Oteo, C. (1999). Efectos geotécnicos del clima. *Revista de la Real Academia de Ciencias Exactas, Físicas y Naturales de España*, vol. 93, n.º1, pp. 85-97.

- Lambe, T. W. and Whitman, R. V. (1979). Soil mechanics. John Wiley & Sons. N. Y.
- Lancellotta, R. (1991). Geotecnia. Zanichelli Ed. Bologna.
- Lupini, J. F., Skinner, A. E. y Vaughan, P. R. (1981). The drained residual strength of cohesive soils. *Geotechnique* 31, n.º 2, pp. 181-213.
- Mayne, P. W. & Kulhawy, F. H. (1982). Ko-relationships in soil. *Journal of the Geotechnical Engineering Division. ASCE*, vol. 108, GT6.
- Oteo, C. (1986). Cimentaciones sobre arcillas expansivas. *Cursos de Mecánica del Suelo para Ingenieros Iberoamericanos*. CEDEX. Madrid.
- Powers, J. P. (1992). Construction dewatering. New methods and applications. *Wiley series of practical construction guides*. John Wiley & Sons, N.Y.
- Schmertmann, J. M. (1955). The undisturbed consolidation of clay. *Trans. ASCE*, vol. 120.
- Sherard, J. L., Dunnigan, L. P., Decker, R. S. y Steele, E. F. (1976). Pinhole test for identifying dispersive soils. *Journal of the Geotechnical Eng. Division, ASCE*, enero.
- Terzaghi, K. (1936). The shearing resistencie of saturated soils. *Proc. I ICSMFE*, vol. I. pp. 54-56.
- Tsige, M. (1999). Microfábrica y mineralogía de las arcillas azules del Guadalquivir y su influencia en sus propiedades geotécnicas. Tesis Doctoral. Dpto. de Geodinámica. Universidad Complutense de Madrid. Monografía M-66 Cedex. Ministerio de Fomento.
- Uriel, S. y Serrano, A. A. (1971). Geotechnical properties of two collapsible volcanic soils of low bulk density at the site of two dams in Canary Islands, Spain. *Proc. 8th. Int. Conf. S. M. and F. E. Moscú*, vol. 1 (257-264).
- Uriel, A. (1982). Fallos inducidos en cimentaciones. *Escuela de la Edificación*. Madrid.



CAPÍTULO 3

MECÁNICA DE ROCAS

CONTENIDO

1. Introducción
2. Propiedades físicas y mecánicas de los materiales rocosos
3. Tensiones y deformaciones en las rocas
4. Resistencia y deformabilidad de la matriz rocosa
5. Discontinuidades
6. Resistencia y deformabilidad de macizos rocosos
7. Las tensiones naturales
8. Clasificaciones geomecánicas

3.1

Introducción

Definición, finalidad y ámbitos de estudio

La **mecánica de rocas** se ocupa del estudio teórico y práctico de las propiedades y comportamiento mecánico de los materiales rocosos, y de su respuesta ante la acción de fuerzas aplicadas en su entorno físico.

El desarrollo de la mecánica de rocas se inició como consecuencia de la utilización del medio geológico para obras superficiales y subterráneas y explotación de recursos mineros. Los distintos ámbitos de aplicación de la mecánica de rocas se pueden agrupar en aquellos en que el material rocoso constituye la estructura (excavación de túneles, galerías, taludes, etc.), aquellos en que la roca es el soporte de otras estructuras (cimentaciones de edificios, presas, etc.) y aquellos en los que las rocas se emplean como material de construcción (escolleras, pedraplenes, rellenos, etc.).

La mecánica de rocas guarda una estrecha relación con otras disciplinas como la geología estructural, para el estudio de los procesos y estructuras tectónicas que afectan a las rocas, y la mecánica de suelos, para abordar el estudio de rocas alteradas y meteorizadas en superficie.

Las masas rocosas aparecen en la mayoría de los casos afectadas por **discontinuidades** o superficies de debilidad que separan bloques de **matriz rocosa** o «roca intacta» constituyendo en conjunto los **macizos rocosos** (Figura 3.1). Ambos ámbitos son objeto de estudio de la mecánica de rocas, pero son principalmente los planos de discontinuidad los que determinan el carácter diferencial de esta disciplina con respecto al estudio de los suelos, y los que hacen que la mecánica del medio rocoso presente un carácter discontinuo y anisótropo.

La caracterización de las rocas y de los macizos rocosos y el estudio de su comportamiento mecánico y deformacional son complejos debido a la gran variabilidad de características y propiedades que presentan y al elevado número de factores que los condicionan.

La finalidad de la mecánica de rocas es conocer y predecir el comportamiento de los materiales rocosos ante la actuación de las fuerzas internas y externas que se ejercen sobre ellos. Cuando se excava un macizo rocoso o se construyen estructuras sobre las rocas se modifican las condiciones iniciales del medio rocoso, el cual responde a estos cambios deformándose y/o rompiéndose. A nivel microscópico, las partículas



Figura 3.1 Macizo rocoso. Bloques de arenisca del Buntsandstein independizados por discontinuidades (cortesía de Prospección y Geotecnia).

minerales sufren desplazamientos y se pueden generar planos de fractura como respuesta al nuevo estado de tensiones. A nivel de macizo rocoso las deformaciones y roturas se suelen producir a favor de los planos de discontinuidad.

El conocimiento de las **tensiones** y las **deformaciones** que puede llegar a soportar el material rocoso ante unas determinadas condiciones permite evaluar su comportamiento mecánico y abordar el diseño de estructuras y obras de ingeniería. La relación entre ambos parámetros describe el comportamiento de los diferentes tipos de rocas y macizos rocosos, que depende de las propiedades de los materiales y de las condiciones a que están sometidos en la naturaleza.

Las **propiedades físicas** controlan las características resistentes y deformacionales de la matriz rocosa (composición mineralógica, densidad, estructura y fábrica, porosidad, permeabilidad, alterabilidad, dureza, etc.), y son el resultado de la génesis, condiciones y procesos geológicos y tectónicos sufridos por las rocas a lo largo de su historia (Figura 3.2). En el

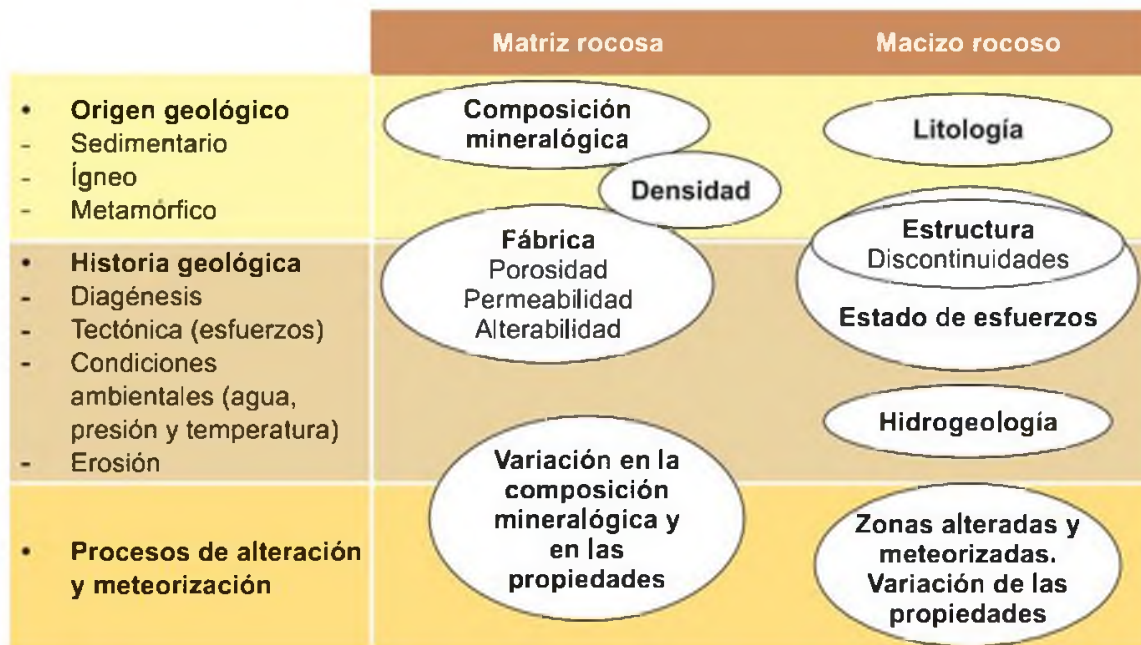


Figura 3.2 Control geológico de las propiedades de la matriz rocosa y del macizo rocoso.

comportamiento mecánico de los macizos rocosos influyen además las **características geológicas**: litológicas y estratigrafía, estructura geológica, discontinuidades tectónicas o diagenéticas, estados de esfuerzos *in situ*, etc. A ambas escalas la respuesta mecánica es también función de otros factores como las condiciones hidrogeológicas y las condiciones ambientales, el clima y los fenómenos meteorológicos, que actúan sobre el medio geológico y dan lugar a los procesos de alteración y meteorización, modificando las propiedades iniciales de las rocas y macizos rocosos.

El estado y comportamiento mecánico de los macizos rocosos son resultado de la combinación de todos ellos, con diferente grado de importancia para cada situación. Así, en medios superficiales las discontinuidades y los procesos de meteorización juegan un papel muy importante en el comportamiento mecánico de los macizos, mientras que en profundidad será el estado tensional preexistente el mayor condicionante de la respuesta mecánica.

El estudio de la **estructura geológica** y las **discontinuidades** es un aspecto fundamental en mecánica de rocas: los planos de debilidad preexistentes controlan los procesos de deformación y rotura en los macizos a cotas superficiales, donde se realizan la gran mayoría de las obras de ingeniería.

La mayor o menor influencia de los bloques de **matriz rocosa** en el comportamiento global del macizo dependerá de las propiedades relativas de ambos componentes, del número, naturaleza y características de las discontinuidades y de la escala de trabajo o ám-

bito considerado. Por ejemplo, en macizos rocosos formados por bloques de rocas duras, con propiedades resistentes elevadas, serán las discontinuidades las que controlen los procesos de rotura y deformación, mientras que en macizos diaclasados con matriz rocosa blanda las diferencias en el comportamiento de ambos no será tan relevante. Para evaluar estos aspectos con vistas al diseño de una obra o estructura, habrá que considerar las dimensiones de la misma con respecto a la estructura del macizo rocoso y a la separación entre discontinuidades (Figura 3.3).

Las obras de ingeniería modifican el **estado tensional** a que están sometidos los macizos rocosos en un tiempo muy corto en relación a los procesos geológicos, y pueden tener lugar interacciones mutuas entre la liberación o redistribución de los esfuerzos naturales y las estructuras. Por ello, es importante conocer el estado de tensiones previo y evaluar su influencia sobre las obras.

El **agua** presente en los macizos rocosos reduce su resistencia, genera presiones en el interior de los mismos y altera sus propiedades, dificultando las excavaciones superficiales y subterráneas. Para evaluar la influencia del agua deben estudiarse las características de la permeabilidad y el flujo en los macizos rocosos. Las propiedades del medio rocoso deben evaluarse teniendo en cuenta las condiciones del agua subterránea.

Como se ha apuntado en el primer capítulo, las diferencias entre el **tiempo geológico** y el tiempo a escala humana son un aspecto importante a considerar



Figura 3.3 Dimensiones de las obras de ingeniería con respecto a la estructura del macizo y a la separación entre discontinuidades.

con respecto a las consecuencias que las obras de ingeniería tienen sobre el comportamiento del terreno. Las obras «aceleran» determinados procesos que de una forma natural tardarían cientos o miles de años en producirse: la meteorización de superficies rocosas excavadas, la liberación de tensiones naturales y apertura de discontinuidades, la modificación de flujos de agua, etc. Todo ello da lugar a la disminución de la resistencia de los macizos rocosos en periodos de tiempo muy cortos (meses o unos pocos años). Para evaluar estas influencias debe estudiarse la evolución de determinadas propiedades de los materiales rocosos con el tiempo y de las condiciones geológicas, ambientales y mecánicas a que están sometidos.

La **meteorización**, causante de la desintegración y la descomposición del material rocoso, es el más importante de los procesos tiempo-dependientes, afectando principalmente a las rocas arcillosas. También pueden darse procesos de «hinchamiento» o «expansión» en algunos tipos de rocas por liberación de tensiones o por reacciones químicas, como el paso de anhidrita a yeso por hidratación.

Determinados materiales rocosos blandos o intensamente fracturados pueden presentar un **comportamiento reológico**, sufriendo procesos de fluencia o *creep*, en los que la pérdida de resistencia, una vez alcanzado un determinado nivel de deformaciones bajo una carga aplicada, es sólo cuestión de tiempo.

Estos factores citados son los campos de estudio de la mecánica de rocas aplicada a la ingeniería geológi-



Figura 3.4 Alterancia de materiales rocosos con diferente composición y estructura en un talud de un macizo volcánico en La Gomera, que se manifiesta en distintos grados de alteración, resistencia y comportamiento mecánico (foto M. Ferrer).

ca, y se desarrollan en los diferentes apartados de este capítulo.

Para predecir la respuesta de los macizos rocosos ante una determinada actuación que suponga un cambio de las condiciones iniciales, deben estudiarse sus propiedades globales y su comportamiento mediante los **métodos de investigación y estudio** habituales en ingeniería geológica y en geotecnia. El conocimiento geológico y las observaciones de campo son aspectos fundamentales para la evaluación de las condiciones mecánicas de las rocas. Los resultados de los ensayos *in situ* y de laboratorio son, junto con los análisis, la aplicación de los criterios de resistencia empíricos y las modelizaciones, las herramientas de que dispone la mecánica de rocas para determinar las propiedades geomecánicas necesarias para el estudio y la predicción del comportamiento de las rocas y macizos rocosos. En todos los casos, y ante la complejidad de los elementos que componen el medio geológico, la **experiencia** es un factor de gran importancia para la

correcta interpretación y valoración de los diferentes aspectos.

Los **ensayos de laboratorio** permiten cuantificar las propiedades físicas y mecánicas de la matriz rocosa que definen su comportamiento mecánico:

- La naturaleza de la roca.
- La resistencia ante la rotura.
- La deformación a corto y largo plazo.
- La influencia del agua en el comportamiento.
- El comportamiento ante la meteorización.
- El comportamiento en función del tiempo.

Existen ensayos de laboratorio, como los de corte o rozamiento sobre discontinuidades, que permiten extrapolar al comportamiento del conjunto matriz-discontinuidades.

Los **ensayos *in situ*** miden las propiedades de los macizos rocosos en su estado y condiciones naturales y a escalas representativas, además de permitir simular sobre el terreno situaciones a las que se puede ver sometido el macizo al construir una obra o estructura.

Rocas y suelos

Las **rocas** son agregados naturales duros y compactos de partículas minerales con fuertes uniones cohesivas permanentes que habitualmente se consideran un sistema continuo. La proporción de diferentes minerales, la estructura granular, la textura y el origen de la roca sirven para su clasificación geológica.

Los **suelos**, según su acepción en ingeniería geológica, son agregados naturales de granos minerales unidos por fuerzas de contacto normales y tangenciales a las superficies de las partículas adyacentes, separables por medios mecánicos de poca energía o por agitación en agua.

A diferencia de los suelos, la composición, características y propiedades de las rocas son altamente variables, confiriendo a los materiales naturales un carácter heterogéneo y anisótropo, lo que hace que el estudio y la modelización de su comportamiento en el laboratorio sea una labor difícil, debido, entre otros factores, a los problemas asociados a la obtención de muestras representativas y a la escala de trabajo. Además las rocas están afectadas por procesos geológicos y ambientales que dan lugar a su fracturación, alteración y meteorización.

En cuanto a las propiedades físicas y mecánicas, algunas de las principales características diferenciales de las rocas son:

- Generación de mecanismos y superficies de fractura en los procesos de deformación.
- Módulos de deformación altos en comparación con los suelos.



Figura 3.5 Material arcilloso muy alterado con características comunes de las rocas y los suelos.

- Baja permeabilidad en comparación con los suelos.

Con respecto a sus condiciones y características *in situ*, a diferencia de los suelos, los macizos rocosos están afectados por juntas tectónicas y otros planos de debilidad, y están sometidos a tensiones naturales relacionadas con esfuerzos tectónicos, mientras que los suelos están sujetos a estados de esfuerzos *in situ* relativamente bajos debidos a las fuerzas litostáticas.

Un criterio ampliamente extendido en ingeniería geológica para el establecimiento de los **límites entre suelo y roca** es el valor de la resistencia a compresión simple, o máximo esfuerzo que soporta una probeta antes de romper al ser cargada axialmente en laboratorio. En la zona de transición se encontrarían los denominados suelos duros y rocas blandas. Los límites sugeridos por diferentes clasificaciones y autores han ido rebajándose hasta 1 ó 1,25 MPa debido a que algunas rocas muy blandas presentan resistencias de este orden, valor que actualmente se considera adecuado (Cuadros 3.7 y 3.10).

De una forma simplificada las rocas se pueden clasificar, en base a su composición, relaciones geométricas de sus partículas (textura) y características genéticas, en los siguientes grupos:

- Rocas sedimentarias: detríticas y no detríticas.
- Rocas ígneas: plutónicas y volcánicas.
- Rocas metamórficas.

Macizos rocosos

Como se ha definido al principio de este capítulo, las masas rocosas se presentan en la naturaleza afectadas por una serie de planos de discontinuidad o debilidad

Transición roca-suelo

Los suelos se originan por los procesos de alteración y disgregación de las rocas sedimentarias, ígneas o metamórficas a que dan lugar los procesos geológicos externos y los fenómenos climáticos. Se forman **suelos residuales** cuando el producto de descomposición de la roca permanece en el lugar de origen, o **suelos transportados** cuando no permanece en su lugar de origen. Estos procesos físicos comienzan en el momento en que una roca situada en la superficie terrestre sufre fragmentación mecánica por fenómenos físicos o químicos y, en el caso de los suelos transportados, comprenden las siguientes etapas:

- Disgregación y removilización de las partículas por alteración y meteorización de la roca madre.
- Transporte del material por agentes con ciertos niveles de energía.
- Acumulación del material en zonas de bajo nivel energético, iniciándose los procesos de sedimentación controlados por las características mecánicas, físico-químicas y biológicas del ambiente.

- Transformación mediante diagénesis en un nuevo material coherente y compacto, con disminución de la porosidad, aportes de nuevas sustancias y cambios mineralógicos.

El ciclo del proceso sedimentario se cierra cuando se produce la transformación de los suelos en rocas sedimentarias (litificación).

En ocasiones el límite entre suelo y roca es difícil de definir. En el ejemplo de la foto a) se observa un límite neto entre el suelo transportado y la roca, mientras que en el caso b) existe una gradación entre el suelo residual, formado por la alteración *in situ*, y la roca madre, no siendo posible establecer un límite neto entre ambos materiales.



a)



b)

a) Límite neto entre suelo y roca (foto cortesía de R. Mateos). b) Transición continua entre roca y suelo de alteración que no ha sufrido transporte (foto M. Ferrer).

que separan bloques de matriz rocosa, formando los macizos rocosos. Para el estudio del comportamiento mecánico del macizo rocoso deben estudiarse las propiedades tanto de la matriz como de las discontinuidades.

Esta estructura «en bloques» confiere una **naturaleza discontinua** a los conjuntos rocosos en cuanto a sus propiedades y a su comportamiento. Además la presencia de discontinuidades sistemáticas con determinada orientación, como los planos de estratificación o super-

ficies de laminación, implica un **comportamiento anisótropo**, es decir, las propiedades mecánicas cambian según la dirección considerada: por ejemplo la resistencia de un macizo rocoso estratificado puede variar drásticamente para las direcciones paralela y perpendicular a la orientación de los planos de estratificación. Otra característica de los macizos rocosos es su **heterogeneidad** o variabilidad de propiedades físicas y mecánicas en distintas zonas del macizo rocoso (Recuadro 3.2).



Recuadro 3.2

Matriz rocosa, discontinuidades y macizo rocoso

Matriz rocosa es el material rocoso exento de discontinuidades, o los bloques de «roca intacta» que quedan entre ellas. La matriz rocosa, a pesar de considerarse continua, presenta un comportamiento heterogéneo y anisótropo ligado a su fábrica y a su microestructura mineral. Mecánicamente queda caracterizada por su peso específico, resistencia y deformabilidad.

Una **discontinuidad** es cualquier plano de origen mecánico o sedimentario que independiza o separa los bloques de matriz rocosa en un macizo rocoso. Generalmente la resistencia a la tracción de los planos de discontinuidad es muy baja o nula. Su comportamiento mecánico queda caracterizado por su resistencia al corte o, en su caso, por la del material de relleno.

Macizo rocoso es el conjunto de los bloques de matriz rocosa y de las discontinuidades de diverso tipo que afectan al medio rocoso. Mecánicamente los macizos rocosos son medios discontinuos, anisótropos y heterogéneos. Prácticamente puede considerarse que presentan una resistencia a la tracción nula.

- **Anisotropía:** la presencia de planos de debilidad de orientaciones preferentes (estratificación, laminación, familias de diaclasas tectónicas) implica diferentes propiedades y comportamiento mecánico en función de la dirección considerada. También la orientación de los esfuerzos que se ejercen sobre el material rocoso puede implicar una anisotropía asociada al estado tensional.
- **Discontinuidad:** la presencia de discontinuidades (superficies de estratificación, juntas, fallas, diques, etc.) rompe la continuidad de las propiedades mecánicas de los bloques rocosos, confiriendo al macizo

un comportamiento geomecánico e hidráulico discontinuo, condicionado por la naturaleza, frecuencia y orientación de los planos de discontinuidad.

- **Heterogeneidad:** las zonas con diferente litología, grado de alteración o meteorización, contenido en agua, etc., pueden presentar propiedades muy diferentes.

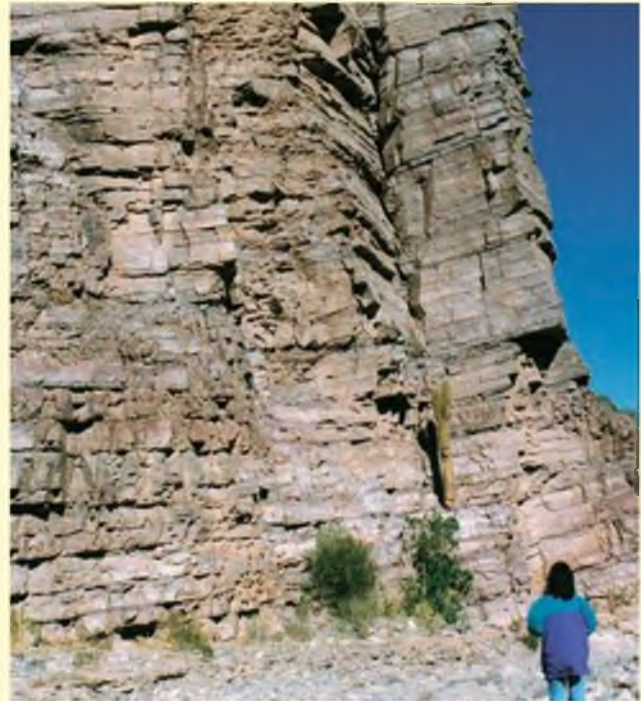
Las discontinuidades y los bloques de matriz constituyen en conjunto la estructura rocosa, y gobiernan el comportamiento global del macizo rocoso, predominando uno u otro componente en función de sus propiedades relativas y de la escala o ámbito de estudio en el macizo.

Además de las propiedades intrínsecas del macizo rocoso asociadas a las características de la matriz rocosa y de las discontinuidades, que definen en gran parte su resistencia, existen otros factores que afectan a su comportamiento mecánico, como son:

- Estructuras tectónicas y sedimentarias no discontinuas en el macizo rocoso (por ejemplo los pliegues).
- Las tensiones naturales a que está sometido (estado tensional *in situ*).
- Las condiciones hidrogeológicas y los factores geoambientales.



Matriz rocosa intacta isotropa y homogénea a escala macroscópica. Toba volcánica.



Macizo rocoso fracturado con varias familias de discontinuidades y zonas con diferente grado de alteración. Areniscas.

(fotos M. Ferrer)

La roca o matriz rocosa a escala microscópica, e incluso de probeta de laboratorio, también presenta un carácter discontinuo, anisótropo y heterogéneo debido a la presencia de planos de laminación, microfisuras, orientación preferente de minerales, etc. No obstante, bajo el punto de vista geotécnico, en muchas de las aplicaciones de la mecánica de rocas la matriz rocosa se considera continua e isótropa en relación con el macizo rocoso en su conjunto.

Las superficies de discontinuidad constituyen planos de debilidad que gobiernan, en la mayoría de los casos, el comportamiento geomecánico de los macizos rocosos, al condicionar la resistencia del conjunto y los mecanismos y zonas de deformación y rotura. Este control por parte de las discontinuidades es definitivo en macizos de rocas duras y resistentes (como granitos o cuarcitas), donde la resistencia de los bloques de matriz es muy superior a la de los planos que los separan. En macizos rocosos blandos (lutíticos, pizarrosos, margosos) la diferencia entre la resistencia de ambos componentes puede no ser muy importante, e incluso llegar a gobernar el comportamiento del macizo la matriz rocosa.

La presencia de discontinuidades singulares en los macizos rocosos, de mayor escala que las familias sistemáticas, como planos de falla, diques o superficies de separación litológica, puede controlar su comportamiento mecánico, por encima de las familias sistemáticas (Figura 3.6).

Al realizar obras sobre el terreno, como excavaciones o cimentaciones, se modifican las condiciones iniciales y las fuerzas que actúan sobre los macizos rocosos, tanto las internas, debidas al propio peso o a las propiedades intrínsecas de los materiales, como las fuerzas externas: aparecen presiones intersticiales por modificación del flujo y de los niveles freáticos, se aplican cargas adicionales, etc. Estas modificaciones en el estado tensional, junto con las características y propiedades resistentes y deformacionales de los materiales rocosos, controlan la respuesta mecánica y los modelos de deformación y rotura.

Los factores geológicos que dominan el comportamiento y las propiedades mecánicas de los macizos rocosos son:

- La litología y propiedades de la matriz rocosa.
- La estructura geológica y las discontinuidades.
- El estado de esfuerzos a que está sometido el material.
- El grado de alteración o meteorización.
- Las condiciones hidrogeológicas.

El tipo de roca y su grado de alteración determinan las propiedades resistentes de la matriz rocosa. La es-



Figura 3.6 Falla atravesando un macizo rocoso calcáreo (cortesía de Prospección y Geotecnia).

tructura geológica del macizo rocoso define zonas y planos de debilidad, concentración de tensiones, zonas proclives a la meteorización, caminos de flujo de agua, etc. Los esfuerzos que actúan sobre las rocas determinan los modelos de deformación y el comportamiento mecánico del conjunto del macizo; el estado de esfuerzos es consecuencia de la historia geológica, aunque el conocimiento de ésta no es suficiente para su evaluación cuantitativa.

Un aspecto importante en el estudio de los macizos rocosos es la influencia de los procesos de alteración o meteorización sobre algunos tipos de rocas poco resistentes como las margas, lutitas, pizarras arcillosas, etc., cuyas propiedades varían considerablemente con el paso del tiempo ante su exposición a las condiciones atmosféricas o a la acción del agua, o debido al cambio en el estado de esfuerzos, factores que suelen ir asociados. En el caso de construcción de una obra de ingeniería sobre o en este tipo de materiales, debe tenerse en cuenta que su resistencia puede disminuir después de un tiempo hasta alcanzar el límite de estabilidad.



Figura 3.7 Las características litológicas y estructurales y las condiciones ambientales determinan la gran variabilidad de las propiedades físicas y mecánicas de los macizos rocosos. La fotografía de la izquierda corresponde a un macizo rocoso blando y alterable con litologías de diferente competencia y estructura en capas horizontales, con pocas discontinuidades tectónicas. El macizo rocoso de la derecha está formado por roca dura competente, con finos estratos replegados y afectado por fracturación intensa (fotos M. Ferrer.)

3.2

Propiedades físicas y mecánicas de los materiales rocosos

Características del medio rocoso

El estudio de la mecánica de sólidos asume generalmente un comportamiento homogéneo, continuo, isótropo, elástico y lineal que los materiales rocosos no presentan. La gran variabilidad de las características y propiedades físicas y mecánicas se refleja tanto a escala de matriz rocosa como de macizo rocoso fracturado.

La diferente composición química de los agregados heterogéneos de cristales y partículas amorfas que forman las rocas representa la escala más pequeña en el estudio de la variabilidad de las propiedades; así, una arenisca puede estar cementada por sílice o por calcita, un granito puede contener cantidades variables de cuarzo, etc. La fábrica o petrofábrica de las rocas, consecuencia de su génesis e historia geológica, presenta direcciones preferenciales de anisotropía por orientación de cristales y granos, o planos de foliación o esquistosidad; los poros, microfisuras, recristalizaciones, etc., imprimen un carácter discontinuo y no lineal, y la desigual distribución de los minerales y componentes rocosos configura un medio

heterogéneo. También la alteración y meteorización por procesos físicos y químicos modifica la composición de las rocas, apareciendo nuevos minerales con propiedades diferentes.

Aunque por lo general a escala de macizo la matriz rocosa suele considerarse como un material isótropo y continuo, los aspectos anteriores son importantes en el estudio de determinados tipos de materiales rocosos, como son las rocas que presentan laminación o esquistosidad. A la hora de evaluar la influencia de estos «defectos» también debe tenerse en cuenta la escala o el ámbito de trabajo. Por ejemplo, en estudios de caracterización de la matriz rocosa a nivel de probeta en laboratorio, para determinadas aplicaciones de la ingeniería geológica, como la selección de emplazamientos para almacenar residuos radiactivos, deben ser investigadas en detalle las propiedades de la matriz rocosa y las características previamente citadas; mientras que las mismas tendrán menor importancia en el estudio de macizos rocosos resistentes fracturados, con comportamiento discontinuo, donde los bloques de matriz rocosa pueden ser considerados homogéneos e isótropos.

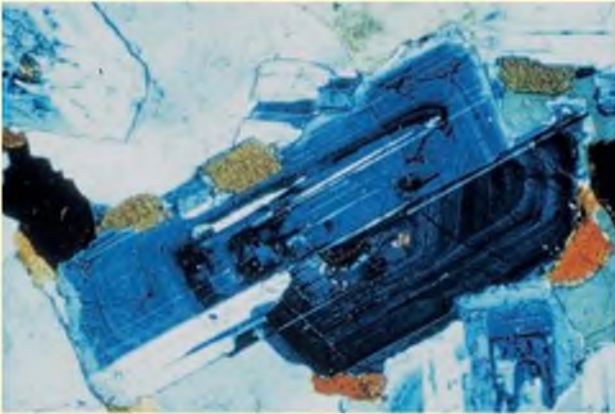
Recuadro 3.3

Propiedades físicas y mecánicas de las rocas

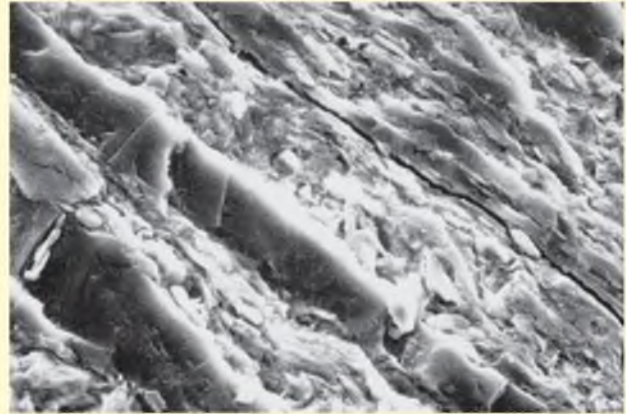
Las propiedades físicas de las rocas son el resultado de su composición mineralógica, fábrica e historia geológica, deformacional y ambiental, incluyendo los procesos de alteración y meteorización. La gran variabilidad de estas propiedades se refleja en comportamientos mecánicos diferentes frente a las fuerzas que se aplican sobre las rocas, comportamientos que quedan definidos por la resistencia del material y por su modelo de deformación; así mientras un granito sano se comporta de forma elásti-

ca y frágil frente a elevadas cargas, una lutita pueden presentar un comportamiento dúctil ante esfuerzos moderados o bajos.

Serán por tanto las propiedades físicas de las rocas las que determinen su comportamiento mecánico, como se ilustra en las figuras de este recuadro. La cuantificación de estas propiedades se lleva a cabo mediante técnicas específicas y ensayos de laboratorio (Cuadro 3.1).



Fotografía A (microscopio óptico).



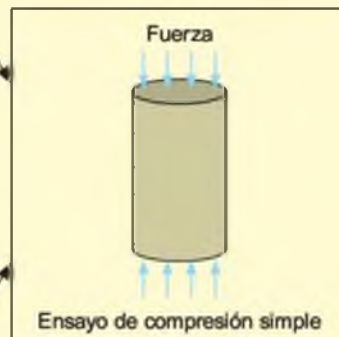
Fotografía B (microscopio electrónico).

Granito (Fotografía A)

- Roca ígnea ácida intrusiva
- Cristales de grano grueso interconectados sin orientación textural
- Composición: cuarzo, feldespato, micas y minerales máficos

Lutita (Fotografía B)

- Roca sedimentaria clástica arcillosa
- Grano fino con bandeado y orientación paralela de minerales
- Composición: minerales arcillosos (illita, caolinita, etc.), cuarzo y otros minerales



En las propiedades y en el comportamiento mecánico de los macizos rocosos competentes influye el grado de fracturación y de meteorización, la presencia de agua, la orientación y tipo de discontinuidades, el tamaño de los bloques, etc. La importancia de las discontinuidades, como son los planos de estratificación, diaclasas, fallas, etc., será también relativa en función de la escala de trabajo: si el efecto de las discontinuidades sobre el comportamiento del macizo no es importante, o si es pequeño con respecto a la escala de la obra o estructura considerada, el medio puede ser considerado continuo, pero si las dimensiones de los planos o zonas de debilidad afectan al comportamiento del macizo en el ámbito considerado, su estudio debe ser abordado por separado.

Propiedades físicas de la matriz rocosa

Existen una serie de parámetros que se emplean para la identificación y descripción cuantitativa de las propiedades básicas de las rocas y permiten, así mismo, establecer una primera clasificación con fines geotéc-

nicos. Estas propiedades, denominadas propiedades índice, serán las que determinen en primera instancia, junto con la **composición mineralógica** y la **fábrica**, las propiedades y el comportamiento mecánico de la matriz rocosa. En el Cuadro 3.1 se incluye una lista de todas ellas y los métodos para su evaluación.

La descripción geológica de la roca incluye su nombre, mineralogía, textura, tipo de cementación y grado de alteración. La descripción petrográfica se realiza mediante la observación macroscópica de las muestras y el análisis microscópico, necesario para conocer la composición, textura, fábrica, grado de alteración, microfracturación, porosidad, etc. Este último se lleva a cabo mediante el análisis de láminas delgadas, microscopía óptica y electrónica y el empleo de técnicas de difracción de rayos X.

El estudio **petrofísico** de la matriz rocosa permite interpretar sus propiedades físicas en función de sus componentes y características petrográficas (poros y fisuras, uniones intergranulares, anisotropías, minerales, composición química, etc.), mediante la descripción de parámetros petrográficos y procedimientos específicos para su evaluación (Montoto y Esbert, 1999).

Propiedades de la matriz rocosa y métodos para su determinación

	Propiedades	Métodos de determinación
Propiedades de identificación y clasificación	Composición mineralógica. Fábrica y textura. Tamaño de grano. Color.	Descripción visual. Microscopía óptica y electrónica. Difracción de rayos X.
	Porosidad (n).	Técnicas de laboratorio.
	Peso específico (γ).	
	Contenido en humedad.	
	Permeabilidad (coeficiente de permeabilidad, k).	Ensayo de permeabilidad.
	Durabilidad. Alterabilidad (índice de alterabilidad).	Ensayos de alterabilidad.
Propiedades mecánicas	Resistencia a compresión simple (σ_c).	Ensayo de compresión uniaxial. Ensayo de carga puntual. Martillo Schmidt.
	Resistencia a tracción (σ_t).	Ensayo de tracción directa. Ensayo de tracción indirecta.
	Velocidad de ondas sísmicas (V_p , V_s).	Medida de velocidad de ondas elásticas en laboratorio.
	Resistencia (parámetros c y ϕ).	Ensayo de compresión triaxial.
	Deformabilidad (módulos de deformación elástica estáticos o dinámicos: E , ν).	Ensayo de compresión uniaxial. Ensayo de velocidad sísmica.

Aspectos como la orientación preferente de minerales, la dureza o la estructura cristalina pueden determinar la reacción o respuesta mecánica de la roca frente a fuerzas externas. Muchas de las propiedades ingenieriles de las rocas dependen de la estructura de las partículas minerales y de la forma en que éstas están unidas.

Las propiedades físicas o **propiedades índice** de las rocas se determinan en laboratorio; las más importantes a nivel de influencia en el comportamiento mecánico son la porosidad, el peso específico, la permeabilidad, la alterabilidad, la resistencia y la velocidad de propagación de las ondas sónicas. Algunas de estas propiedades, además de servir para su clasificación, están directamente relacionadas con las características resistentes y deformacionales de las rocas.

La **porosidad** es la relación entre el volumen ocupado por los huecos o poros en la roca, V_v , y el volumen total V (partículas sólidas + huecos): $n(\%) = V_v/V$. Es la propiedad que más afecta a las características resistentes y mecánicas, siendo inversamente proporcional a la resistencia y a la densidad y directamente proporcional a la deformabilidad, ya que la existencia de huecos puede dar lugar a zonas de debilidad. Los poros, en el caso de rocas cristalinas, ígneas o metamórficas, pueden ser microfisuras o grietas en la matriz rocosa. La porosidad, en general, decrece con la profundidad y con la edad de las rocas.

El valor de n puede variar entre el 0% y el 90%, con valores normales entre 15% y 30%. Las rocas sedimentarias carbonatadas bioclásticas y las rocas volcánicas pueden presentar valores muy elevados de porosidad, al igual que las rocas meteorizadas o alteradas. En el Cuadro 3.2 se incluyen datos de porosidad de algunas rocas.

La **porosidad eficaz** es la relación entre el volumen de poros interconectados y el volumen de la muestra. Puede obtenerse a partir de los pesos seco y saturado de la muestra:

$$n_e = (W_{int} - W_{seco})/(\gamma_w V)$$

En las rocas es frecuente que los poros no estén interconectados, por lo que la porosidad real será mayor que la eficaz. El índice de poros se define como la relación entre el volumen ocupado por los huecos, V_v , y el volumen ocupado por las partículas sólidas, V_{sol} : $e = V_v/V_{sol}$.

El **peso específico o peso unitario** de la roca depende de sus componentes, y se define como el peso por unidad de volumen. Sus unidades son las de fuerza (kilopondio, newton, tonelada-fuerza, etc.) por volumen. En general se considera el mismo valor para el peso específico, γ , y para la densidad, ρ ($\rho = \text{masa/volumen}$), por lo que en ocasiones en la bibliografía geotécnica se emplea el término

Valores típicos del peso específico y porosidad de las rocas

CUADRO 3.2

Roca	Peso específico (g/cm ³)	Porosidad (%)
Andesita	2,2-2,35	10-15
Anfibolita	2,9-3,0	—
Arenisca	2,3-2,6	5-25 (16,0)
Basalto	2,7-2,9	0,1-2
Caliza	2,3-2,6	5-20 (11,0)
Carbón	1,0-2,0	10
Cuarcita	2,6-2,7	0,1-0,5
Creta	1,7-2,3	30
Diabasa	2,9	0,1
Diorita	2,7-2,85	—
Dolomía	2,5-2,6	0,5-10
Esquisto	2,5-2,8	3
Gabro	3,0-3,1	0,1-0,2
Gneiss	2,7-3,0	0,5-1,5
Granito	2,6-2,7	0,5-1,5 (0,9)
Grauvaca	2,8	3
Mármol	2,6-2,8	0,3-2 (0,6)
Lutita	2,2-2,6	2-15
Pizarra	2,5-2,7	0,1-1
Riolita	2,4-2,6	4-6
Sal	2,1-2,2	5
Toba	1,9-2,3	14-40
Yeso	2,3	5

Entre paréntesis algunos valores medios de porosidad eficaz. Datos seleccionados a partir de Goodman (1989), Rahn (1986), Waltham (1999), Farmer (1968).

«densidad» aunque se esté haciendo referencia al peso específico (al trabajar con el peso debe quedar claro que se trabaja con unidades de fuerza y no de masa; así $\gamma = \rho g = 1 \text{ g}_{\text{masa}}/\text{cm}^3 \cdot 980 \text{ cm/s}^2 = 980 \text{ dinas/cm}^3 = 1 \text{ g}_{\text{fuerza}}/\text{cm}^3$ ó $\gamma = 1.000 \text{ kg/m}^3 \cdot 9,8 \text{ m/s}^2 = 9.800 \text{ N/m}^3 = 1.000 \text{ kp/m}^3$).

Las rocas, a diferencia de los suelos, presentan una gran variación de valores de peso específico. En el Cuadro 3.2 se incluyen los valores medios de algunas rocas.

La **permeabilidad** es la capacidad de transmitir agua de una roca. La mayoría de las rocas presentan permeabilidades bajas o muy bajas. La filtración y el flujo del agua a través de la matriz rocosa se produce a favor de los poros y fisuras, dependiendo la permeabilidad de la interconexión entre ellos y de otros factores como el grado de meteorización, la anisotropía o el estado de esfuerzos a que está sometido el material.

La permeabilidad de una roca se mide por el coeficiente de permeabilidad o de conductividad hidráulica, k , que se expresa en m/s, cm/s ó m/día:

$$k = K(\gamma_w/\mu)$$

donde K es la permeabilidad intrínseca (dependiente

únicamente de las características del medio físico), γ_w es el peso específico del agua y μ es la viscosidad del agua (ver Apartado 5.2 del Capítulo 5).

Para flujo laminar, la ley de Darcy relaciona la cantidad de flujo Q con el gradiente hidráulico de presión durante el flujo, i (diferencia de presión por unidad de longitud):

$$Q = kiA$$

Puede considerarse que en la mayoría de las rocas, a nivel de matriz rocosa, el flujo sigue la ley de Darcy:

$$q_x = k(dh/dx)A$$

siendo q_x el caudal en la dirección x (volumen/tiempo), h la altura hidráulica, A la sección normal a la dirección x , k la conductividad hidráulica.

El Cuadro 3.3 incluye valores del coeficiente de permeabilidad de algunas rocas. Ante la dificultad en la estimación y valoración de este parámetro, sus valores se indican en órdenes de magnitud.

La **durabilidad** es la resistencia que la roca presenta ante los procesos de alteración y desintegración, propiedad a la que también se alude como alterabilidad, definiéndose en este caso como la tendencia a la rotura de los componentes o de las estructuras de la roca.

Diversos procesos como la hidratación, disolución, oxidación, etc., cambian las propiedades del material rocoso. En determinados tipos de rocas, como las volcánicas, lutíticas o pizarrosas, con contenidos importantes de minerales arcillosos, la exposición al aire o la presencia de agua degradan de una forma muy importante las propiedades resistentes, de tal forma que éstas pueden ser sobrevaloradas para usos ingenieriles como excavaciones superficiales, túneles, terraplenes, etc., si no se considera su comportamiento a medio plazo, una vez se ponen en contacto con la atmósfera.

La durabilidad de la roca aumenta con la densidad y se reduce con el contenido en agua.

La durabilidad se evalúa mediante el ensayo de sequedad-humedad-desmoronamiento, o **slake durability test (SDT)**, que consiste en someter al material, previamente fragmentado, a ciclos estándar de humedad-sequedad-desmoronamiento de 10 minutos de duración en el laboratorio. En la Figura 3.8 se muestra el aparato de ensayo. Los fragmentos de roca deben ser pesados después de secarlos en el horno, e introducidos en un tambor con una malla exterior de 2 mm que se llena con agua hasta un nivel por debajo del eje del tambor. Se rota entonces el tambor un número determinado de veces. Las muestras que permanecen en el tambor se extraen, se secan al horno y se pesan, y se vuelve a repetir el ciclo. El **índice de durabilidad**, I_D , representa el porcentaje de roca, en peso seco, que queda retenido en el tambor después de uno o dos ciclos de desmoronamiento (I_{D1} , I_{D2}), y puede variar entre 0% y 100%:

$$I_D(\%) = \frac{\text{Peso seco después de uno o dos ciclos}}{\text{Peso inicial de la muestra}}$$

La clasificación estándar se establece en base al valor de I_{D2} (Cuadro 3.4). En el caso de rocas arcillosas muy débiles en las que se obtienen valores de I_{D2} menores del 10% después del segundo ciclo, se recomienda emplear el índice correspondiente al primer ciclo, I_{D1} (Cuadro 3.5).

Existen otros ensayos de laboratorio para la evaluación de la durabilidad, que igualmente consisten en simular los procesos de meteorización para debilitar, fracturar y disgregar la roca mediante ciclos humedad-sequedad, calentamiento-enfriamiento, hielo-deshielo, desmoronamiento, etc. Los resultados de los

Valores típicos de permeabilidad de la matriz rocosa

Roca	k (m/s)
Arenisca	10^{-5} - 10^{-10}
Caliza y dolomía	10^{-6} - 10^{-12}
Esquisto	10^{-7} - 10^{-8}
Pizarra	10^{-11} - 10^{-13}
Granito	10^{-9} - 10^{-12}
Lutita	10^{-9} - 10^{-13}
Rocas metamórficas	10^{-9} - 10^{-12}
Rocas volcánicas	10^{-7} - 10^{-12}
Sal	$< 10^{-11}$ - 10^{-13}



Figura 3.8 Aparato para el ensayo de sequedad-humedad-desmoronamiento SDT, *slake durability test* (foto L. G. de Vallejo).

Clasificación de la durabilidad en base al índice I_{D2}

Durabilidad	% peso retenido después de 2 ciclos
Muy alta	> 98
Alta	95-98
Media-alta	85-95
Media	60-85
Baja	30-60
Muy baja	< 30

Clasificación de la durabilidad en base al índice I_{D1}

Durabilidad	% peso retenido después de 1 ciclo	
	(1)	(2)
Extremadamente alta	—	> 95
Muy alta	> 99	90-95
Alta	98-99	75-90
Media-alta	95-98	—
Media	85-95	50-75
Baja	60-85	25-50
Muy baja	< 60	< 25

(1) Gamble, 1971 (en Goodman, 1989).
 (2) Frankling and Chandra, 1972 (en Johnson and De Graff, 1988).

ensayos de resistencia también proporcionan información indirecta y cualitativa sobre la durabilidad de la roca.

La **resistencia a compresión simple** o resistencia uniaxial es el máximo esfuerzo que soporta la roca sometida a compresión uniaxial, determinada sobre una probeta cilíndrica sin confinar en el laboratorio, y viene dada por:

$$\sigma_c = \frac{F_c}{A} = \frac{\text{Fuerza compresiva aplicada}}{\text{Área de aplicación}}$$

El valor de la resistencia aporta información sobre las propiedades ingenieriles de las rocas. En el Cuadro 3.6 se incluyen valores de resistencia a compresión simple para diferentes tipos de roca.

También se puede estimar de forma aproximada a partir de índices obtenidos en sencillos ensayos de campo, como el **ensayo de carga puntual**, PLT, o el **martillo Schmidt** (descritos en el Apartado 6.5 del Capítulo 6). Con los valores obtenidos por cualquiera

Valores de resistencia de la matriz rocosa sana

Roca sana	Resistencia a compresión simple (kp/cm ²)		Resistencia a la tracción (kp/cm ²)
	Valores medios	Rango de valores	
Andesita	2.100-3.200	1.000-5.000	70
Anfibolita	2.800	2.100-5.300	230
Anhidrita	900	800-1.300	60-120
Arenisca	550-1.400	300-2.350	50-200
Basalto	800-2.000	600-3.500	50-250
Caliza	600-1.400	500-2.000	40-300
Cuarcita	2.000-3.200	1.000-5.000	100-300
Diabasa	2.400-3.500	1.300-3.650	550
Diorita	1.800-2.450	1.200-3.350	80-300
Dolerita	2.000-3.000	1.000-3.500	150-350
Dolomita	600-2.000	500-3.500	50-250
Esquistos	300-600	200-1.600	20-55
Gabro	2.100-2.800	1.800-3.000	140-300
Gneiss	600-2.000	500-2.500	50-200
Granito	700-2.000	500-3.000	70-250
Grauvaca	1.000-1.500	800-2.200	55-150
Limolita	—	350-2.500	27
Lutita	200-400	100-900	15-100
Marga	300-700	200-900	5-10*
Mármol	1.200-2.000	600-2.500	65-200
Pizarra	400-1.500	300-2.000	70-200
Sal	120	50-300	—
Toba	—	100-460	10-40
Yeso	250	100-400	10-25

(*) A favor de superficies de laminación.
 Datos seleccionados a partir de Rahm (1986), Walthan (1999), Obert y Duvall (1967), Farmer (1968).

de estos dos métodos se puede clasificar la roca por su resistencia (Cuadro 3.7).

Los **índices de campo** permiten una aproximación inicial al valor de la resistencia de la roca. Los criterios para su identificación aparecen descritos en el Cuadro 3.7, así como el valor de resistencia que se corresponde con cada uno de ellos.

La **resistencia a tracción** es el máximo esfuerzo que soporta el material ante la rotura por tracción. Se obtiene aplicando fuerzas traccionales o distensivas a una probeta cilíndrica de roca en laboratorio (el ensayo se describe en el Apartado 3.4):

$$\sigma_t = \frac{F_t}{A} = \frac{\text{Fuerza de tracción aplicada}}{\text{Área-sección de la probeta}}$$

El valor de σ_t de la matriz rocosa suele variar entre el 5 y el 10 % del valor de su resistencia a compresión simple, aunque para algunas rocas sedimentarias es del 14 al 16 % (Duncan, 1999).

Estimación aproximada y clasificación de la resistencia a compresión simple de suelos y rocas a partir de índices de campo

Clase	Descripción	Identificación de campo	Aproximación al rango de resistencia a compresión simple (MPa)
S_1	Arcilla muy blanda	El puño penetra fácilmente varios cm.	< 0,025
S_2	Arcilla débil	El dedo penetra fácilmente varios cm.	0,025-0,05
S_3	Arcilla firme	Se necesita una pequeña presión para hincar el dedo.	0,05-0,1
S_4	Arcilla rígida	Se necesita una fuerte presión para hincar el dedo.	0,1-0,25
S_5	Arcilla muy rígida	Con cierta presión puede marcarse con la uña.	0,25-0,5
S_6	Arcilla dura	Se marca con dificultad al presionar con la uña.	> 0,5
R_0	Roca extremadamente blanda	Se puede marcar con la uña.	0,25-1,0
R_1	Roca muy blanda	La roca se desmenuza al golpear con la punta del martillo. Con una navaja se talla fácilmente.	1,0-5,0
R_2	Roca blanda	Se talla con dificultad con una navaja. Al golpear con la punta del martillo se producen pequeñas marcas.	5,0-25
R_3	Roca moderadamente dura	No puede tallarse con la navaja. Puede fracturarse con un golpe fuerte del martillo.	25-50
R_4	Roca dura	Se requiere más de un golpe con el martillo para fracturarla.	50-100
R_5	Roca muy dura	Se requieren muchos golpes con el martillo para fracturarla.	100-250
R_6	Roca extremadamente dura	Al golpearlo con el martillo sólo saltan esquirlas.	> 250

(ISRM, 1981)

La velocidad de propagación de las ondas elásticas al atravesar la roca depende de la densidad y de las propiedades elásticas del material, y su medida aporta información sobre algunas características como la porosidad. El ensayo para la determinación de la velocidad en laboratorio se describe en el Apartado 3.4.

La velocidad de las ondas longitudinales o de compresión, V_p , se utiliza como índice de clasificación, y su valor es indicativo de la calidad de la roca, correlacionándose linealmente con la resistencia a compresión simple σ_c . Para las rocas esta velocidad varía entre 1.000 y 6.000 m/s. Para rocas alteradas y meteorizadas se obtienen valores por debajo de 900 m/s. Así, mientras que un granito sano puede presentar valores hasta de 6.000 m/s, si éste se presenta alterado la velocidad se reduce proporcionalmente al grado de meteorización, hasta la mitad o un tercio, y si aparece muy descompuesto, los valores serán menores de 700-800 m/s. El Cuadro 3.8 presenta algunos valores de la velocidad de propagación de las ondas elásticas de compresión.

Velocidad de propagación de las ondas longitudinales en rocas

Roca sana	Velocidad de propagación de las ondas V_p (m/s)
Arenisca	1.400-4.200
Basalto	4.500-6.500
Caliza	2.500-6.000
Conglomerado	2.500-5.000
Cuarcita	5.000-6.500
Diabasa	5.500-7.000
Dolerita	4.500-6.500
Dolomía	5.000-6.000
Gabro	4.500-6.500
Gneiss	3.100-5.500
Granito sano	4.500-6.000
Lutita	1.400-3.000
Marga	1.800-3.200
Mármol	3.500-6.000
Pizarra	3.500-5.000
Sal	4.500-6.000
Yeso	3.000-4.000

Clasificación de las rocas con fines geotécnicos

Las **clasificaciones geológicas** o litológicas (Cuadro 3.9) son fundamentales en ingeniería geológica, ya que aportan información sobre la composición mineralógica, la textura y la fábrica de las rocas, así como sobre la isotropía o anisotropía estructural en rocas de determinado origen, como es el caso de las rocas masivas frente a rocas laminadas o foliadas. Así, el término de roca ígnea o metamórfica indica una determinada estructura, textura, composición, tamaño de grano, etc. Estos factores, que se emplean para subclasificar los grupos principales, condicionan las propiedades físicas y resistentes de las rocas.

También la relación de algunas litologías con determinados procesos geológicos es importante a la hora de plantearse el estudio del comportamiento del material rocoso, como es el caso de la facilidad de disolución de las rocas carbonatadas o yesíferas, la alterabilidad y la capacidad de expandirse de las rocas arcillosas, los procesos de fluencia en las sales, etc.

Sin embargo, las clasificaciones litológicas no son suficientes en ingeniería geológica, en cuanto que litologías similares pueden presentar grandes variaciones en sus propiedades físicas y mecánicas, como por ejemplo en la resistencia. Además no aportan información cuantitativa sobre sus propiedades.

La clasificación de las rocas para usos ingenieriles es una tarea compleja, ya que deben cuantificarse sus propiedades con el fin de emplearlas en los cálculos de diseño. Así, los términos cualitativos de roca dura o resistente, blanda o débil deben acotarse mediante determinados valores de su resistencia a compresión simple: 500 a 1.000 kp/cm² para una roca dura y 50 a 250 kp/cm² para una roca blanda. La dificultad para la clasificación geotécnica estriba tanto en el hecho de la alta variabilidad de las propiedades rocosas como en las limitaciones de los métodos y procedimientos para su determinación.

La **resistencia a compresión simple** es la propiedad más frecuentemente medida en las rocas, y en base a su valor se establecen clasificaciones en mecánica de rocas. En el Cuadro 3.10 se incluyen diferentes clasificaciones basadas en este parámetro.

Otro valor empleado para la clasificación mecánica de la matriz rocosa es el **módulo relativo**, o relación entre su módulo de elasticidad E (descrito en el Apartado 3.3) y su resistencia a compresión simple, σ_c , relación que varía en función de la litología. La Figura 3.9 muestra esta relación para los diferentes tipos de rocas. La mayoría presentan un valor del módulo relativo entre 200 y 500.

El **grado de meteorización** o alteración de la matriz rocosa permite clasificar las rocas cualitativamente, y aporta una idea sobre sus características mecánicas o geotécnicas. La meteorización aumenta la porosidad, la permeabilidad y la deformabilidad del material rocoso, y disminuye su resistencia. En el Cuadro 4.4 del Capítulo 4 se incluye la clasificación en base cuatro grados, desde roca «fresca» a roca «descompuesta». Los procesos de meteorización de la matriz rocosa se tratan más adelante en este apartado.

Clasificación de los macizos rocosos

Las clasificaciones de los macizos rocosos están basadas en alguno o varios de los factores que determinan su comportamiento mecánico:

- Propiedades de la matriz rocosa.
- Frecuencia y tipo de las discontinuidades, que definen el grado de fracturación, el tamaño y la forma de los bloques del macizo, sus propiedades hidrogeológicas, etc.
- Grado de meteorización o alteración.
- Estado de tensiones *in situ*.
- Presencia de agua.

CUADRO 3.9

Clasificación geológica general de las rocas

Clasificación de las rocas por su origen		
Rocas sedimentarias	Detríticas: Químicas: Orgánicas:	cuarcita, arenisca, lutita, limolita, conglomerado. evaporitas, caliza dolomítica. caliza, carbón, rocas coralíferas.
Rocas ígneas	Plutónicas: Volcánicas:	granito, gabro, diorita. basalto, andesita, riolita.
Rocas metamórficas	Masivas: Foliadas o con esquistosidad:	cuarcita, mármol. pizarra, filita, esquisto, gneiss.

Clasificación de las rocas a partir de su resistencia a compresión simple

Resistencia a la compresión simple (MPa)	ISRM (1981)	Geological Society of London (1970)	Bieniawski (1973)	Ejemplos
< 1	Suelos			
1-5	Muy blanda	Blanda > 1,25	Muy baja	Sal, lutita, limolita, marga, toba, carbón.
5-12,5	Blanda	Moderadamente blanda		
12,5-25		Moderadamente dura		
25-50	Moderadamente dura	Dura	Baja	Esquisto, pizarra.
50-100	Dura	Dura	Media	Rocas metamórficas esquistosas, mármol, granito, gneiss, arenisca, caliza porosa.
100-200	Muy dura	Muy dura	Alta	Rocas ígneas y metamórficas duras, arenisca muy cementada, caliza, dolomía.
> 200		Extremadamente dura	Muy alta	Cuarcita, gabro, basalto.

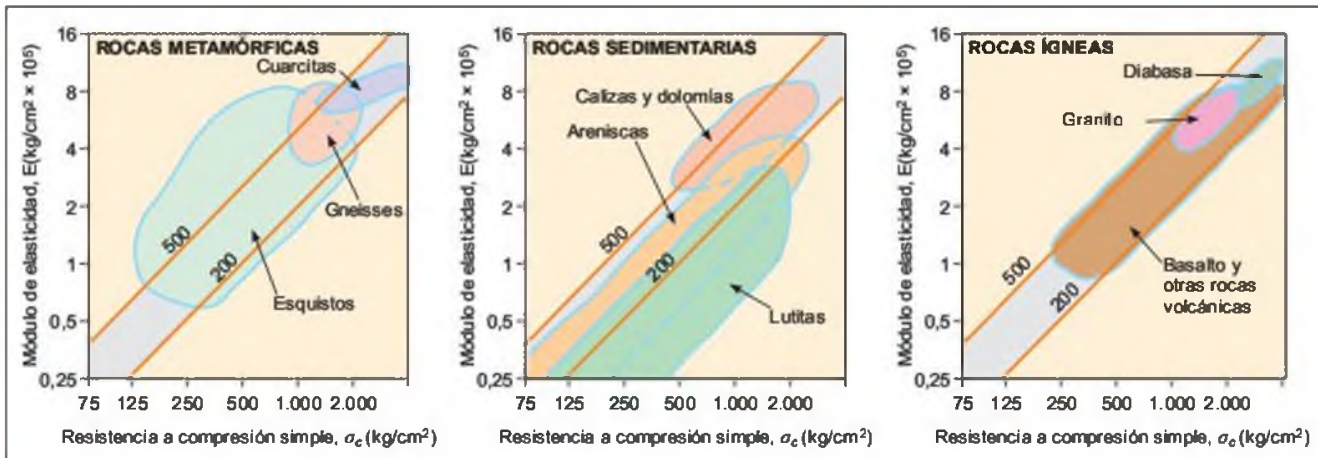


Figura 3.9 Clasificación de las rocas basada en el módulo relativo E/σ_c . Se establecen tres categorías en función del módulo relativo: elevado, medio (entre 200 y 500) y bajo (modificado de Deere y Miller, 1966; en Attewell y Farmer, 1976).

La gran variabilidad de estos factores y el carácter discontinuo y anisótropo de los macizos rocosos implica la dificultad para establecer clasificaciones geotécnicas o geomecánicas generales válidas para los diferentes tipos de macizos.

Las clasificaciones más útiles en mecánica de rocas son las denominadas **clasificaciones geomecánicas**, de las cuales la RMR de Bieniawski y la Q de Barton son las más utilizadas (ver Apartado 3.8). Establecen

diferentes grados de calidad del macizo en función de las propiedades de la matriz rocosa y de las discontinuidades, y proporcionan valores estimativos de sus propiedades resistentes globales.

Existen otras clasificaciones basadas en diferentes parámetros más o menos representativos de las propiedades del conjunto del macizo rocoso. La que se presenta en el Cuadro 3.11 considera el **grado de fracturación**, medido mediante el índice RQD, y cla-

Clasificación de la calidad del macizo rocoso según el índice RQD

RQD %	Calidad
< 25	Muy mala
25-50	Mala
50-75	Media
75-90	Buena
90-100	Muy buena

sifica al macizo en diferentes grados de calidad (el índice RQD, *rock quality designation*, se define en el Apartado 6.3 del Capítulo 6).

También el número de familias de discontinuidades, el tamaño y la forma de los bloques de matriz rocosa son parámetros que se emplean para establecer clasificaciones que aportan información sobre su configuración y grado de fracturación (ver Cuadros 4.10, 4.11 y 4.12 del Capítulo 4).

Otro parámetro que se emplea para la clasificación de los macizos es el **índice de velocidad relativa** $(V_{situ}/V_{lab})^2$ ó $(V_F/V_L)^2$. Este índice relaciona la velocidad de las ondas longitudinales medida *in situ* en el macizo rocoso con la velocidad medida en probetas de matriz rocosa en laboratorio, y se utiliza como criterio de calidad (Cuadro 3.12). Para un macizo de muy buena calidad, con pocas discontinuidades cerradas, esta relación debería ser cercana a 1,0, decreciendo el valor al aumentar el grado de fracturación e irse reduciendo la calidad del macizo. Este índice se correlaciona con el parámetro RQD (Figura 3.10).

El **grado de meteorización** o alteración se emplea también para la clasificación cualitativa de los macizos rocosos, ya que influye en su resistencia y propiedades mecánicas. En el Cuadro 4.13 del Capítulo 4 se incluyen los diferentes grados de meteorización para

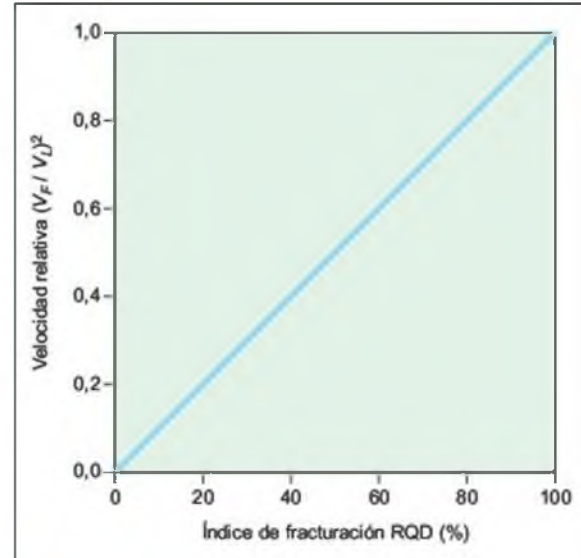


Figura 3.10 Correlación teórica entre el RQD y la velocidad relativa.

la clasificación de los macizos, según seis grados desde «fresco» (grado I), si no aparece ningún signo de meteorización, a «suelo residual» (grado VI), cuando el macizo rocoso se ha transformado en un suelo y se ha destruido su estructura.

Meteorización de los materiales rocosos

Procesos de meteorización

La meteorización es la desintegración y/o descomposición de los materiales geológicos en superficie. El término incluye todas aquellas alteraciones de carácter físico o químico que modifican las características y propiedades de los materiales. Los procesos de meteorización de las rocas dan lugar finalmente a los suelos, que pueden permanecer en su lugar de origen sobre la roca madre (**suelos residuales**) o pueden ser transportados como sedimentos; estos últimos pueden litificarse formando nuevamente rocas o permanecer como suelos (**suelos transportados**: aluviales, eólicos, glaciares, etc.). El contacto entre el suelo y la roca puede ser neto o gradual, este último característico de suelos residuales (ver Recuadro 3.1). El grado de meteorización del material rocoso juega un papel muy importante en sus propiedades físicas y mecánicas.

Los materiales rocosos meteorizados pueden ser definidos, en una amplia acepción, como aquellos que se encuentran en la transición entre roca y suelo, presentando un amplio rango de propiedades geotécnicas y características mixtas de los suelos y de las rocas

Índice de velocidad relativa y calidad del macizo rocoso

Índice de velocidad relativa $(V_r/V_L)^2$	Calidad del macizo rocoso
< 0,2	Muy mala
0,2-0,4	Mala
0,4-0,6	Media
0,6-0,8	Buena
> 0,8	Muy buena

Coon and Merrit, 1970; en Bieniawski, 1984.

según el grado de meteorización. En ocasiones se emplean los términos de rocas blandas o débiles para hacer referencia genérica a los materiales meteorizados, aunque no todas las rocas blandas (lutitas, limolitas, margas, etc.) son únicamente producto de la meteorización.

En cuanto a la clasificación según el comportamiento mecánico de los materiales rocosos cuando presentan un grado importante de alteración, surge el problema de considerarlos suelos o rocas; en el primer caso se infravaloran sus propiedades, mientras que en el segundo se supervaloran. La diferencia entre suelo y roca, según algunos autores, se establece por el grado de compactación o cementación y por la durabilidad.

Los procesos de meteorización están controlados por las condiciones climáticas y sus variables de temperatura, humedad, precipitaciones, régimen de vientos, etc., que determinan el tipo y la intensidad de las transformaciones físicas y químicas que afectan a los materiales rocosos en superficie.

Las acciones de origen físico producen la fracturación mecánica de las rocas. Las más importantes controladas por el clima, en especial por la temperatura y la humedad, son:

- **Formación de hielo:** el agua que rellena poros y grietas aumenta de volumen al bajar la temperatura y formarse hielo, pudiendo producir la fractura de las rocas.
- **Insolación:** en climas áridos las acusadas diferencias térmicas en periodos cortos de tiempo producen tensiones en las rocas por dilatación y contracción sucesivas, que dan lugar a la fracturación de las mismas.
- **Formación de sales:** la cristalización de sales en poros o grietas de las rocas produce la rotura y disgregación por expansión de los cristales.
- **Hidratación:** determinados tipos de materiales (arcillas, sulfatos) aumentan su volumen al sufrir hidratación, produciéndose deformaciones importantes que pueden llevar a la fracturación de la roca.
- **Capilaridad:** los minerales con estructuras hojosas (micas, yesos) o con fisuración permiten la penetración de agua, que, frente a cambios de temperatura, puede producir roturas estructurales, al ser el coeficiente de dilatación del agua mayor que el de la roca o mineral.

Los procesos químicos se dan en presencia de agua y están controlados por la temperatura, siendo más intensos y rápidos en regiones climáticas húmedas que en zonas de clima seco. Estas acciones dan lugar a la formación de nuevos minerales o compuestos a partir de los existentes. Las más importantes son:

- **Disolución:** descomposición de minerales por acción del agua, teniendo como última consecuencia la desintegración del material. Aunque se considera una acción física, la disolución suele ir acompañada de procesos o reacciones químicas. La disolución del carbonato cálcico causa la apertura de fisuras y huecos en las rocas carbonatadas.
- **Hidratación:** formación de minerales o compuestos químicos nuevos por incorporación de agua.
- **Hidrólisis:** descomposición de un mineral o compuesto químico por acción del agua. El grado de hidrólisis depende de la atracción que los iones del elemento ejerzan sobre las moléculas de agua.
- **Oxidación y reducción:** formación de nuevos minerales por combinación de un mineral con oxígeno, perdiendo sus átomos o iones uno o más electrones y fijando oxígeno, o por pérdida de oxígeno, fijando electrones.

Dependiendo de las características climáticas de una zona predominarán unas acciones u otras; así, en climas fríos o de alta montaña, con precipitaciones medias, predominará la meteorización física controlada básicamente por el hielo, mientras que en climas tropicales cálidos, con precipitaciones abundantes, las acciones químicas serán las dominantes. En la Figura 3.11 se incluyen los diferentes tipos de alteración predominantes y su intensidad en función de la temperatura y precipitación de una región.

Los procesos de meteorización o alteración afectan tanto a la matriz rocosa como al macizo rocoso en su conjunto.

Meteorización de la matriz rocosa

La meteorización física de la matriz rocosa da lugar a exfoliación por planos de direcciones preferentes, apertura de microdiscontinuidades por hielo o por crecimiento de sales, cambios de volumen por cambios de humedad o temperatura, etc. La meteorización química produce la disolución de minerales solubles y la formación de nuevos minerales por procesos de oxidación, reducción, hidratación, etc. Los resultados de la alteración química van desde la decoloración de la matriz rocosa a la descomposición de los silicatos y otros minerales, aunque algunos de ellos, como el cuarzo, son resistentes a estas acciones. Los procesos de disolución juegan un papel muy importante en la alteración química de las rocas, especialmente en materiales carbonatados y salinos.

La acción y los efectos de la meteorización serán distintos dependiendo del tipo de roca, estando direc-

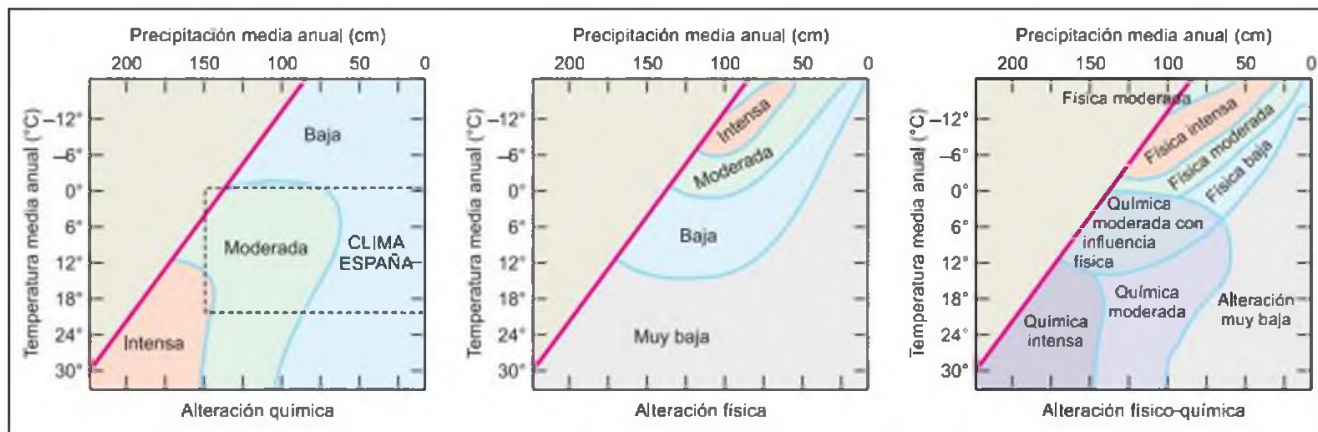


Figura 3.11 Relación entre el clima y los procesos de meteorización (Emblenton y Thurner, 1979).

tamente relacionados con su composición mineralógica y propiedades estructurales.

Aunque en las rocas la meteorización química suele ser más intensa y produce su descomposición y cambios mineralógicos, la física rompe y disgrega la roca, debilitando la estructura rocosa al romperse los minerales y los contactos entre partículas, aumentando la superficie expuesta a la atmósfera y permitiendo la entrada del agua.

Determinados tipos de minerales son más proclives a la meteorización química. Por orden de menor a mayor estabilidad:

- Olivino
- Feldespato Ca
- Piroxeno
- Anfibolita
- Feldespato Na
- Biotita
- Feldespato K
- Moscovita
- Cuarzo

Cuanto mayor sea la diferencia entre las condiciones de presión y temperatura a las que se formaron las rocas y las condiciones ambientales actuales, mayor será su facilidad de meteorización. El cuarzo es el mineral que se forma a temperaturas más cercanas a las ambientales ($\approx 300^\circ$).

En general, la mayoría de los silicatos (feldespatos y micas en particular) se meteorizan a minerales arcillosos. Bajo determinadas condiciones ambientales, como climas tropicales o húmedos, se descomponen en óxidos e hidróxidos de aluminio y hierro. Los minerales arcillosos finales producto de la meteorización dependerán de los minerales originales, del contenido en agua y del pH.

Las rocas arcillosas son las más afectadas por los procesos de meteorización física, y las que más sufren

su influencia en las propiedades físicas y mecánicas. Sin embargo es frecuente que estas rocas permanezcan mineralógicamente estables, no sufriendo meteorización química, al haberse formado a cotas superficiales y a temperatura y presión cercanas a la superficie, aunque hay rocas arcillosas que pueden contener minerales meteorizados. Las rocas ígneas o metamórficas son químicamente inestables en superficie al haberse formado en condiciones de presión y temperatura muy diferentes, sufriendo intensa meteorización química y cambios mineralógicos. Sin embargo, son más resistentes a la meteorización física que las rocas sedimentarias.

La reducción de la resistencia es el efecto más importante causado por la descomposición de la roca por meteorización química. Un pequeño incremento en el contenido en humedad o en la porosidad de la roca puede causar una reducción importante de la resistencia y del módulo de deformación. Así, un granito puede pasar de más 250 MPa si está sano a la mitad si está alterado y a menos de 100 MPa si presenta alteración intensa. También decrece la velocidad sónica, desde más de 5.000 m/s en granitos sanos a menos de la mitad si está moderadamente alterado y por debajo de 800 m/s si está alterado a suelo residual.

Para la evaluación de la alterabilidad de las rocas frente a la meteorización se realizan los ensayos de durabilidad o alterabilidad en laboratorio (como el *slake durability test*). Los ensayos de resistencia, como el PLT y el ensayo de compresión simple, aportan también información cualitativa sobre la resistencia de la roca ante la meteorización. Los análisis mineralógicos permiten determinar el grado de meteorización de los componentes de la matriz rocosa. Cualitativamente, la clasificación de la matriz rocosa en base a su grado de meteorización se lleva a cabo mediante descripciones visuales e índices estándar (Cuadro 4.4 del Capítulo 4).

Meteorización de macizos rocosos

Los procesos de meteorización que actúan sobre el macizo rocoso afectan tanto a los bloques de matriz rocosa como a los planos de debilidad o discontinuidad existentes. Como consecuencia de la meteorización mecánica o física de los macizos rocosos se pueden abrir las discontinuidades existentes o crearse otras nuevas por fractura de la roca, al romperse los contactos entre granos o producirse la rotura de los minerales de la matriz rocosa. Las discontinuidades son caminos preferentes para el agua, contribuyendo a incrementar la meteorización física y química.

El producto final de la meteorización *in situ* de los macizos son los suelos residuales. En ocasiones se denomina **saprolito** o regolito al macizo rocoso meteorizado que conserva la estructura rocosa, aunque la composición de la roca matriz se haya alterado y tenga menos resistencia que la roca sana, pudiendo presentar, además de las discontinuidades originales del macizo, otros planos de debilidad por alteración preferencial. Según el grado de meteorización pueden conservar los bloques de matriz rocosa o presentar un comportamiento de suelos.

Las diferentes litologías son afectadas desigualmente por los procesos de meteorización, siendo éstos más intensos cuanto mayor es el tiempo de exposición a los agentes atmosféricos. La Figura 3.12 ilustra la variación del grado de meteorización con la profundi-

dad en macizos rocosos de diferente origen geológico.

La profundidad de la meteorización depende del tipo de roca, tipo de clima y del tiempo de actuación de los procesos. Las rocas arcillosas, areniscas porosas y calizas blandas se meteorizan a mayor profundidad que los granitos o las rocas metamórficas. En climas húmedos tropicales los suelos procedentes de la alteración de los macizos rocosos pueden alcanzar los 20 ó 30 m de potencia.

Un aspecto importante en la meteorización de los macizos rocosos son los **procesos de descarga** por erosión. Como consecuencia de la disminución de la presión litostática, las masas rocosas se expanden a favor de planos de fractura que se generan paralelos a la superficie del terreno, dando lugar a una estructura en capas. Este fenómeno es más importante en determinados tipos de materiales que presentan planos de debilidad preexistentes, como las lutitas o pizarras.

Las **rocas arcillosas** o lutíticas se encuentran entre las más frecuentes en la superficie. La disminución por erosión de las sobrecargas que dan lugar a la formación de las rocas arcillosas por consolidación y litificación, provoca la relajación de los materiales y la apertura de las juntas tectónicas que normalmente los afectan, permitiendo la entrada de agua en las discontinuidades y en la propia matriz rocosa. Después de algunas decenas de metros desde la superficie, las juntas aparecen cerradas y no se dan los procesos de meteorización. La Figura 3.13 muestra un macizo ro-

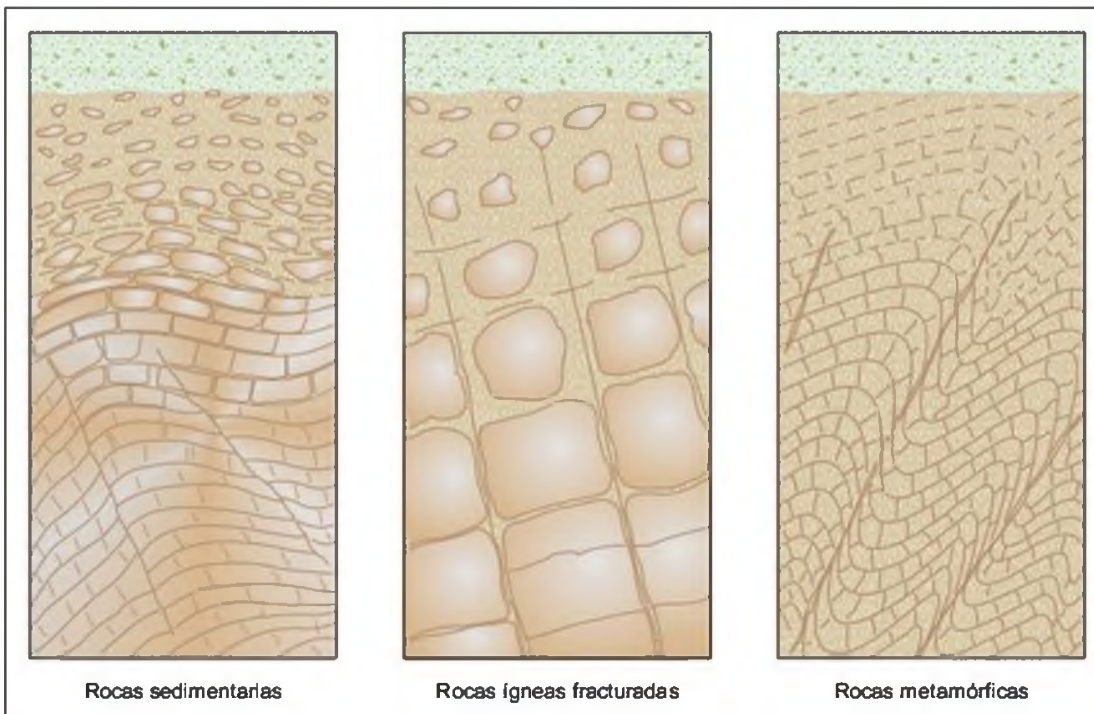


Figura 3.12 Perfiles típicos de meteorización a suelos residuales en rocas sedimentarias, ígneas y metamórficas.



Figura 3.13 Macizo rocoso arcilloso meteorizado (foto M. Ferrer).

coso arcilloso con elevado grado de alteración por decompresión y meteorización física.

Los **macizos calizos** sufren los procesos de meteorización en superficie y en su interior a favor de las fracturas y planos de estratificación, creándose grietas y cavidades por disolución. Estos procesos dan lugar a relieves kársticos irregulares (Figura 3.14) en los que coexisten rocas duras con rellenos blandos arcillosos (suelos residuales), cavidades, dolinas, etc. (Figura 3.15). Estos procesos y formas pueden darse también en macizos yesíferos.

La exposición de las **rocas ígneas** como granitos y dioritas, da lugar a fracturas de decompresión paralelas a la superficie que permiten la meteorización química (Figura 3.16), produciéndose la alteración de los minerales de la matriz rocosa, feldespatos y micas, a minerales arcillosos, mientras que el cuarzo permanece como una arena. Las discontinuidades son zonas preferenciales de alteración, y entre ellas los bloques de matriz se meteorizan esféricamente, en «capas de cebolla», quedando la parte central inalterada.



Figura 3.14 Morfología kárstica. Antequera, Málaga (foto M. Ferrer).

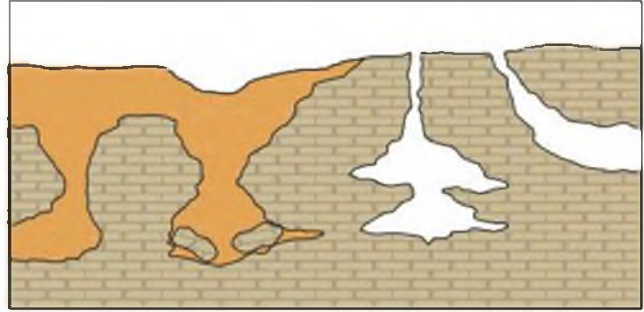


Figura 3.15 Meteorización de macizos rocosos carbonatados.



Figura 3.16 Fracturas de decompresión en un macizo rocoso granítico paralelas a la superficie (cortesía de Prospección y Geotecnia).

Las **macizos basálticos** se meteorizan preferentemente por los planos de fractura, y los bloques de matriz rocosa eventualmente pueden presentar meteorización esferoidal; sus minerales pueden alterarse a arcilla y óxido de hierro (Figura 3.17).

En las **rocas metamórficas**, como gneisses y anfíbolitas, los feldespatos y piroxenos tienden a alterarse más rápidamente que los anfíboles, mientras que el cuarzo persiste. El bandeado típico de los gneisses implica que las bandas con minerales más meteorizables sean zonas preferenciales de alteración química, creándose zonas de debilidad en la resistencia de los macizos rocosos.

Los esquistos, pizarras y filitas presentan fisibilidad marcada a lo largo de la esquistosidad, creándose zonas débiles frente a la meteorización. A pesar de tener minerales resistentes, la alteración es más fácil por la penetración del agua y el hielo.

El **grado de meteorización** del macizo rocoso puede estimarse a partir de su grado de fracturación mediante el parámetro RQD (descrito en el Apartado 6.3 del Capítulo 6), al ser indicativo el número de discontinuidades de la predisposición a la alteración. También el valor de la velocidad sónica de las ondas al atravesar el macizo indica su grado de alteración,



Figura 3.17 Alteración a suelo de un macizo rocoso volcánico a favor de los planos de fractura (cortesía de Prospección y Geotecnia).

como se ha explicado anteriormente. La clasificación cualitativa de los macizos rocosos según su grado de meteorización se realiza en base a descripciones visuales e índices estándar (Apartado 4.5 del Capítulo 4).

El agua subterránea

Permeabilidad y flujo de agua

Las rocas, los suelos y el agua son los tres elementos naturales que constituyen el medio geológico. El agua fluye a través de suelos y rocas con mayor o menor velocidad. En función de que la roca tenga o no capacidad para transmitir agua, se denomina permeable o impermeable, dependiendo de su porosidad y de la interconexión entre los poros.

La permeabilidad puede ser definida como la capacidad del medio rocoso para que el agua fluya a través de sus huecos o vacíos interconectados; se representa por el **coeficiente de permeabilidad**, que se expresa como una velocidad. Los valores normales para las rocas varían de 1 m/día a 1 m/año.

La permeabilidad de la matriz rocosa es intergranular, y el agua se transmite a través de los poros y microfisuras interconectados de la roca, recibiendo el nombre de **permeabilidad primaria**. En los macizos rocosos el agua fluye a favor de las superficies de discontinuidad, y se define como **permeabilidad secundaria**. Por lo general, la permeabilidad de la matriz rocosa es despreciable con respecto a la del macizo rocoso fracturado. Una excepción son las areniscas y otras rocas porosas, donde sí es posible el flujo de agua a través de la matriz. Los macizos rocosos karsificados son los que presentan mayores valores de

permeabilidad debido a la presencia de discontinuidades muy abiertas y cavidades producidas por la disolución de los materiales carbonatados.

En los macizos rocosos permeables se establece un nivel de agua bajo el cual los poros y/o discontinuidades interconectados aparecen llenos de agua. La forma de esta superficie, el **nivel freático**, suele adaptarse a la de la topografía, aflorando en puntos concretos condicionado por cambios litológicos o topográficos o por estructuras geológicas como las fallas. El nivel freático puede fluctuar por lluvias intensas y continuadas, bombeos o extracciones y en periodos de sequía. Una baja proporción del agua de lluvia se infiltra en el terreno, y una pequeña parte de ésta, si acaso, alcanza el nivel freático.

El agua subsuperficial aparece en condiciones de no confinamiento, pero a mayor profundidad la presencia de capas o estratos impermeables puede hacer de barrera para el movimiento del agua hacia la superficie. En estos casos el agua aparece confinada, ejerciendo presión contra los materiales impermeables.

El flujo del agua en un macizo rocoso fracturado depende de la abertura de las discontinuidades, que a su vez depende del esfuerzo normal ejercido sobre ellas, y de su interconexión. Este esfuerzo aumenta con la profundidad, y a partir de un determinado nivel las discontinuidades aparecen cerradas, siendo la permeabilidad del macizo la de la matriz rocosa, o permeabilidad primaria. En el Apartado 3.6 se incluyen algunos aspectos sobre la permeabilidad de los macizos rocosos. La Figura 3.18 presenta datos sobre la permeabilidad primaria y secundaria para diferentes tipos de rocas.

La permeabilidad de la matriz rocosa se mide en ensayos de laboratorio, y la del macizo rocoso mediante la realización de ensayos *in situ* en sondeos (ver Capítulos 5 y 6).

Efectos sobre las propiedades de los macizos rocosos

El agua, como «material» geológico, coexiste con las rocas e influye en su comportamiento mecánico y en su respuesta ante las fuerzas aplicadas. Los efectos más importantes son:

- Juega un papel importante en la resistencia de las rocas blandas y de los materiales meteorizados.
- Reduce la resistencia de la matriz rocosa en rocas porosas.
- Rellena las discontinuidades de los macizos rocosos e influye en su resistencia.
- Las zonas alteradas y meteorizadas superficiales, las discontinuidades importantes y las fallas son caminos preferentes para el flujo del agua.

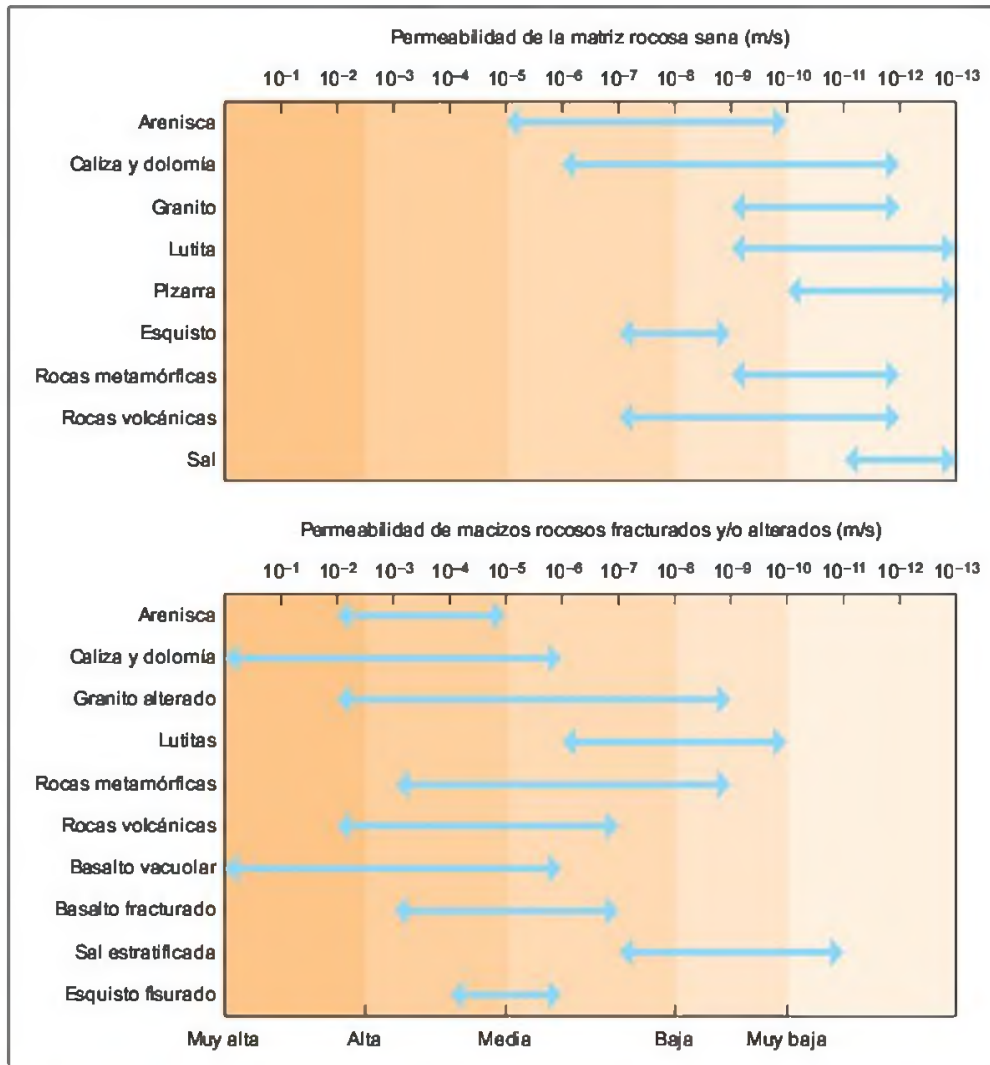


Figura 3.18 Valores de permeabilidad primaria y secundaria para rocas y macizos rocosos (modificado de Isherwood, 1979; en Hudson y Harrison, 2000)

- Produce meteorización química y física en la matriz rocosa y en los macizos rocosos.
- Es un agente erosivo.
- Produce reacciones químicas que pueden dar lugar a cambios en la composición del agua.

La presencia de agua subterránea da lugar a una tensión o presión hidrostática que se ejerce sobre las rocas con una magnitud igual en todas las direcciones.

El agua puede afectar al comportamiento mecánico de los dos componentes del macizo rocoso: matriz rocosa y discontinuidades. El papel del agua subterránea en las rocas es, en general, menos importante que en los suelos a nivel intergranular, debido a la baja permeabilidad de la matriz rocosa; pero en rocas porosas como las areniscas se cumple el principio de la tensión efectiva, y la presencia de agua reduce los es-

fuerzos normales actuando entre las partículas minerales. La resistencia de la roca, por tanto, será menor si ésta se encuentra con los poros rellenos de agua. Con respecto a las discontinuidades, el agua ejerce una presión hidrostática que reduce los esfuerzos normales entre las paredes de las mismas, reduciendo su resistencia al corte. En ambos casos, el agua presente en los poros o en las discontinuidades reduce la resistencia del macizo rocoso en su conjunto. Estos aspectos se tratan en los Apartados 3.4 y 3.5 correspondientes a la resistencia de la matriz rocosa y de las discontinuidades respectivamente.

Otro efecto del agua subterránea sobre los macizos rocosos es la reducción de resistencia causada por erosión interna en materiales blandos y arcillosos, arrastrando los materiales finos y creando huecos en

la estructura de los macizos. En materiales solubles como los carbonatos o los yesos, se producen procesos de disolución que dan lugar a la apertura de las discontinuidades y a la creación de cavidades.

En determinados tipos de rocas, como las blandas y arcillosas o arenoso-arcillosas, la presencia de agua

intersticial reduce sus propiedades resistentes, cohesivas y friccionales, y aumenta su deformabilidad. También puede disminuir las propiedades friccionales de las discontinuidades si estas aparecen alteradas o rellenas con materiales arcillosos.

3.3

Tensiones y deformaciones en las rocas

Fuerzas y tensiones

La mecánica de sólidos asume un comportamiento ideal de los materiales: homogéneo, continuo, isótropo, lineal y elástico. Las rocas, a diferencia de los materiales artificiales como el acero o el hormigón, presentan «defectos» estructurales debido a la variación en la composición mineralógica, orientación de minerales, porosidad y microfisuración, grado de alteración, etc. Los macizos rocosos, además, contienen discontinuidades de muy diverso tipo y zonas meteorizadas o tectonizadas. En ambos casos estas características se reflejan en unas propiedades físicas y mecánicas heterogéneas, discontinuas y anisótropas, que gobiernan la respuesta mecánica del medio rocoso frente a la actuación de las fuerzas.

La aplicación de nuevas fuerzas, o la modificación de la magnitud o distribución de las preexistentes, da lugar a cambios en el estado mecánico de los sistemas rocosos, produciéndose una serie de efectos internos, como desplazamientos, deformaciones y modificación del estado tensional o de esfuerzos. En los ensayos de laboratorio se aplican fuerzas para producir la rotura del material y conocer así sus propiedades resistentes y deformacionales.

El **estado mecánico** de un sistema está caracterizado por:

- La posición de cada una de sus partes, definida por sus coordenadas.
- Las fuerzas que actúan entre y sobre las partes del sistema.
- La velocidad con que las partes cambian de posición.

La diferencia entre dos estados mecánicos, por tanto, quedará definida por los desplazamientos, las deformaciones y los cambios en el estado tensional o de esfuerzos.

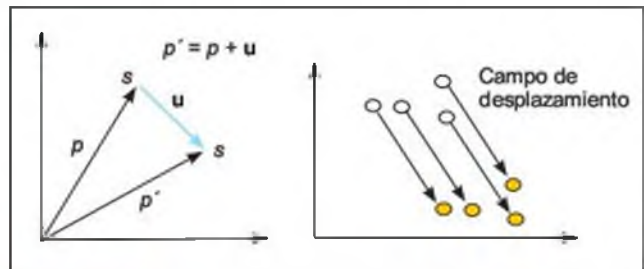


Figura 3.19 Vector de desplazamiento y campo de desplazamientos.

El **desplazamiento**, u , es el cambio de posición de una partícula s , y queda definido por un vector $u = p' - p$. El campo de desplazamientos en un sistema será homogéneo si los vectores de desplazamiento de cada partícula son iguales en magnitud y dirección (Figura 3.19).

La **deformación**, ϵ , indica la variación de longitud o espacio entre dos partículas en dos estados mecánicos distintos, y se puede expresar como la relación entre la variación de longitud y la longitud inicial entre las partículas: $\epsilon = (l_i - l_p) / l_i = \Delta l / l_i$. Este parámetro es adimensional y compara situaciones en dos estados mecánicos diferentes.

El **estado tensional** de un sistema es consecuencia de las fuerzas actuando sobre él. Al variar las fuerzas, por tanto, varía el estado de tensiones asociado a los planos considerados.

Las **fuerzas** son las responsables primeras del estado y comportamiento mecánico de un sistema. Sobre un cuerpo rocoso actúan dos tipos de fuerzas (Figura 3.20): la fuerza gravitatoria o volumétrica, $F = mg$ (aunque g depende de la posición del cuerpo en el campo gravitatorio terrestre, se asume un valor constante $g = 980 \text{ cm/s}^2$) y las fuerzas superficiales, que son ejercidas sobre el cuerpo por los materiales que lo rodean, y actúan sobre las superficies de contacto en-

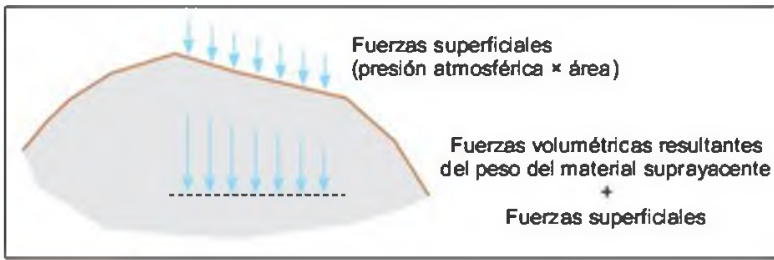


Figura 3.20 Fuerzas actuando sobre un cuerpo rocoso.

tre partes adyacentes del sistema rocoso, y se transmiten a cualquier punto del interior del cuerpo; un ejemplo de estas últimas son las fuerzas tectónicas que se ejercen sobre las rocas. Ambas fuerzas, volumétricas y superficiales, están íntimamente relacionadas entre sí, estando las segundas condicionadas por la distribución y variación espacial de las primeras.

Las fuerzas superficiales se clasifican en compresivas (positivas) y distensivas o traccionales (negativas), representadas respectivamente por vectores apuntando hacia dentro o hacia fuera del punto de aplicación. La fuerza es una cantidad vector, representada por su magnitud, dirección y sentido de aplicación.

Si se considera un plano sobre el que actúa una fuerza, ésta puede tener cualquier dirección con respecto al plano; si es perpendicular al mismo recibe el nombre de fuerza normal, y si es paralela fuerza tangencial, de corte o de cizalla. La primera puede ser compresiva o distensiva, mientras que la segunda no. Para las fuerzas tangenciales es necesario definir un convenio de signos: positivas si el vector de fuerza y su vector asociado sobre la otra cara del plano tienen el sentido contrario a las agujas del reloj, y negativas en caso contrario (Figura 3.21).

El efecto de una fuerza depende del área total sobre la que se aplica, por lo que trabajar con fuerzas no es adecuado para conocer su influencia sobre el comportamiento de la roca. Si la fuerza total es referida al área A del plano sobre el que actúa, se expresa como tensión o esfuerzo, parámetro independiente del área de aplicación: $\sigma = F/A$. Ambos términos se emplean indistintamente en este capítulo¹.

La fuerza se mide en unidades del sistema SI o CGS, como newton (N), dina, kilopondio (kp), toneladas fuerza (t); las unidades del esfuerzo son el kp/cm^2 , kN/m^2 o kPa, MN/m^2 o MPa, etc.

El **esfuerzo** se define como la reacción interna de un cuerpo a la aplicación de una fuerza o conjunto de fuerzas, y es una cantidad que no se puede medir directamente, ya que el parámetro físico que se mide es la fuerza. Si la fuerza actúa uniformemente en una superficie, el esfuerzo o tensión indica la intensidad de

¹ En la terminología geológica se utiliza esfuerzo como sinónimo de tensión.



Figura 3.21 Convenio de signos para las fuerzas tangenciales.

las fuerzas que actúan sobre el plano. Por tanto, a diferencia de las fuerzas, carece de sentido hablar de esfuerzo actuando sobre un punto.

El esfuerzo no varía en función del área considerada siempre que las fuerzas se distribuyan uniformemente sobre la superficie. Si las fuerzas no se distribuyen uniformemente, el esfuerzo variará para diferentes áreas del plano. Si se considera un área infinitesimal ΔA en el interior de un cuerpo rocoso en equilibrio, la magnitud del esfuerzo resultante sobre el área será:

$$\sigma = \lim_{\Delta A \rightarrow 0} \frac{\Delta F}{\Delta A} = \frac{dF}{dA}$$

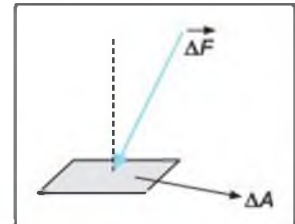


Figura 3.22

Como la fuerza es una cantidad vector, la expresión anterior se puede escribir como la ecuación de un vector:

$$\vec{\sigma} = \lim_{\Delta A \rightarrow 0} \frac{\Delta \vec{F}}{\Delta A} = \frac{d\vec{F}}{dA}$$

El esfuerzo es también una cantidad vector, al ser el producto de un vector, $\Delta \vec{F}$, por un escalar, $1/\Delta A$. La notación $\vec{\sigma}$ representa la magnitud y dirección del vector. La notación σ ó $|\vec{\sigma}|$ representa sólo la magnitud, es el escalar de $\vec{\sigma}$. Los vectores de esfuerzo se pueden sumar vectorialmente si están referidos al mismo plano.

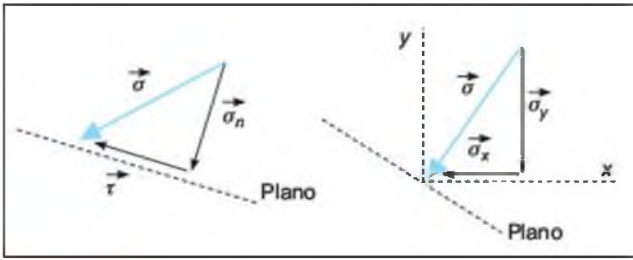


Figura 3.23 Esfuerzos sobre un plano.

El **esfuerzo sobre un plano** queda completamente representado por el vector de esfuerzo, con magnitud igual a la relación entre la fuerza y el área y dirección paralela a la dirección de la fuerza que actúa sobre el plano (Figura 3.23). Al igual que las fuerzas, los esfuerzos compresivos son positivos, y los distensivos o traccionales son negativos.

El esfuerzo, como cualquier otro vector, puede ser descompuesto en sus componentes normal y tangencial, σ_n y τ , referidas a cualquier plano, dependiendo estas componentes de la orientación del plano elegido. De igual modo el esfuerzo puede ser descompuesto en dos componentes, σ_x y σ_y , paralelas a los ejes de un sistema de coordenadas ortogonales x, y .

Tensiones sobre un plano

El estado de esfuerzos o tensiones en un punto queda definido por las fuerzas por unidad de área referidas a dos planos perpendiculares x, y , a través del punto.

Si se asume un material continuo y homogéneo sometido a un campo de fuerzas uniforme y se considera un cuadrado de área infinitesimal en reposo (Figura 3.24), los esfuerzos resultantes sobre las caras del cuadrado o, lo que es lo mismo, las fuerzas por unidad de área ejercidas por el material circundante sobre las caras del cuadrado, deben estar en equilibrio.

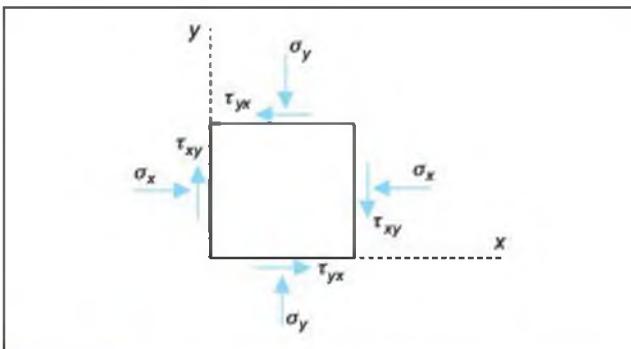


Figura 3.24 Componentes del estado de esfuerzos en dos dimensiones.

En cada cara actúa una componente normal y otra tangencial.

Refiriendo el cuadrado a un sistema de ejes x, y , las componentes del esfuerzo sobre el plano x (perpendicular al eje x) son σ_x y τ_{xy} , y sobre el plano y (perpendicular al eje y) son σ_y y τ_{yx} .

Para el equilibrio la resultante de las fuerzas actuando en las direcciones x e y debe ser igual a cero. Además el equilibrio rotacional requiere que los momentos sean igual a cero:

$$\tau_{xy} = \tau_{yx} \quad (1)$$

Así, el estado de esfuerzos en dos dimensiones viene determinado por tres componentes: $\sigma_x, \sigma_y, \tau_{xy}$. El estado de esfuerzos no depende de la orientación del sistema de ejes elegido, pero sus componentes sí.

Una vez conocido el estado de esfuerzos en un punto mediante sus componentes $\sigma_x, \sigma_y, \tau_{xy}$, pueden calcularse los esfuerzos sobre cualquier plano de orientación conocida que pase por el punto. Si el estado de esfuerzos del plano se determina con referencia a un sistema de ejes elegido arbitrariamente, los valores de las componentes normal y tangencial dependerán de los ejes elegidos.

La orientación de cualquier plano P dentro del cuadrado puede especificarse mediante los cosenos de los ángulos que forma la normal al plano con los ejes x e y . Estos son los **cosenos directores** de la línea de longitud unitaria normal a P , $l = \cos \alpha$ y $m = \cos \beta$ (Figura 3.25). Dicho de otra forma, los cosenos directores de cualquier línea que pase por el origen del sistema de ejes considerado son las coordenadas de un punto situado sobre la línea a una distancia unitaria del origen. Para la normal a un plano paralelo al eje x , los cosenos directores serán $l = 0$ y $m = 1$.

■ CÁLCULO DE LAS COMPONENTES x E y DEL ESFUERZO SOBRE UN PLANO

Si se considera un plano AB cuya normal OP está inclinada un ángulo θ con respecto al eje Ox , las componentes p_x y p_y del vector p , paralelo a OP , pueden determinarse considerando el equilibrio del área triangular OAB , para el que la suma de las fuerzas actuando en cualquier dirección debe ser cero. Las ecuaciones de equilibrio de fuerzas son (Figura 3.26):

$$\begin{aligned} p_x AB &= \sigma_x OB + \tau_{yx} OA \\ p_x AB &= \sigma_x AB \cos \theta + \tau_{yx} AB \sin \theta \\ p_x &= \sigma_x \cos \theta + \tau_{yx} \sin \theta \end{aligned} \quad (2)$$

De igual modo en la dirección y :

$$p_y = \sigma_y \sin \theta + \tau_{xy} \cos \theta \quad (3)$$

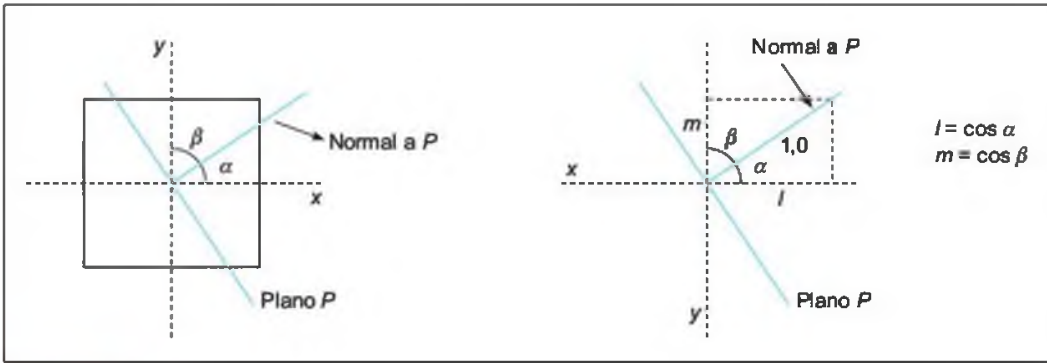


Figura 3.25 Cosenos directores.

■ CÁLCULO DE LOS ESFUERZOS NORMAL Y TANGENCIAL ACTUANDO SOBRE UN PLANO

Si se establecen las ecuaciones del equilibrio para la Figura 3.26 en función de los esfuerzos normal y tangencial, σ_n y τ , actuando sobre el plano AB , a partir de (1), (2) y (3), se tiene:

$$\sigma_n = \sigma_x \cos^2 \theta + 2\tau_{xy} \sin \theta \cos \theta + \sigma_y \sin^2 \theta \quad (4)$$

$$\sigma_n = \frac{1}{2}(\sigma_x + \sigma_y) + \frac{1}{2}(\sigma_x - \sigma_y) \cos 2\theta + \tau_{xy} \sin 2\theta$$

$$\tau = (\sigma_y - \sigma_x) \sin \theta \cos \theta + \tau_{xy}(\cos^2 \theta - \sin^2 \theta) \quad (5)$$

$$\tau = \frac{1}{2}(\sigma_y - \sigma_x) \sin 2\theta + \tau_{xy} \cos 2\theta$$

Las expresiones anteriores dan los valores de los esfuerzos normal y tangencial sobre cualquier plano que pase por O (punto de aplicación de los esfuerzos $\sigma_x, \sigma_y, \tau_{xy}, \tau_{yx}$) cuya normal esté inclinada un ángulo θ respecto al eje Ox .

■ ELIPSE DE ESFUERZOS

Si los esfuerzos principales σ_1 y σ_3 son paralelos a los ejes x e y respectivamente, a partir de las ecuaciones (2) y (3) se puede escribir:

$$p_x AB = \sigma_1 AB \cos \theta$$

y

$$p_y AB = \sigma_3 AB \sin \theta$$

En función de los cosenos directores l y m de la línea OP de la Figura 3.26 las expresiones anteriores quedan (para $\alpha = \theta$ y $\beta = 90^\circ - \theta$):

$$p_x = \sigma_1 l \quad \text{y} \quad p_y = \sigma_3 m$$

Estas expresiones proporcionan las componentes x e y del esfuerzo sobre cualquier plano, siendo l y m los cosenos directores y coincidiendo la dirección de σ_1 y σ_3 con las de los ejes x e y respectivamente. Como:

$$l^2 + m^2 = 1$$

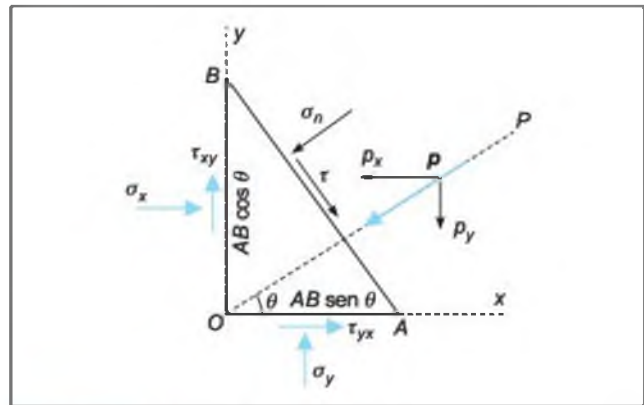


Figura 3.26 Esfuerzos sobre un plano.

se obtiene la ecuación de una elipse:

$$p_x^2/\sigma_1^2 + p_y^2/\sigma_3^2 = 1$$

siendo los radios mayor y menor $|\bar{\sigma}_1|$ y $|\bar{\sigma}_3|$ respectivamente y siendo los ejes mayor y menor paralelos a los ejes x e y (Figura 3.27). Cualquier punto de la elipse tiene coordenadas x e y iguales en magnitud a p_x y p_y , y cualquier vector radio desde el origen al punto es un vector de esfuerzo p .

La elipse representa el estado de esfuerzos bidimensional en un punto para el plano que contiene a los esfuerzos principales. Sobre cada uno de los infinitos planos perpendiculares a la elipse que pase por el punto central, actúan un par de esfuerzos paralelos y opuestos σ_{ab} y σ_{ba} , oblicuamente al plano, y que pueden ser descompuestos en componentes normal y tangencial. Únicamente sobre los dos planos perpendiculares a los esfuerzos principales σ_1 y σ_3 (los planos principales de esfuerzos), no actúan esfuerzos de componente tangencial. El dibujo de todos estos pares de esfuerzos forma la elipse; de ellos, los dos que presentan mayor y menor magnitud son los esfuerzos principales σ_1 y σ_3 .



Recuadro 3.4

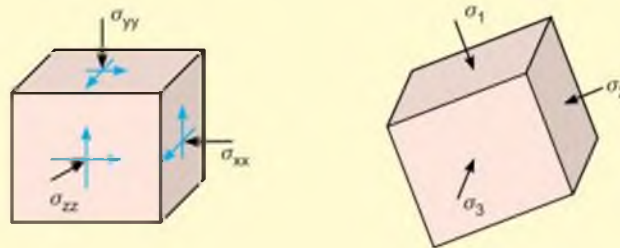
Tensiones principales

En cualquier punto sometido a esfuerzos, se pueden encontrar tres planos ortogonales entre sí en los que los esfuerzos tangenciales son nulos; estos planos se denominan **planos principales** de esfuerzo, y los esfuerzos normales que actúan sobre ellos son las **tensiones principales**. La mayor de las tres tensiones es σ_1 , la intermedia es σ_2 y la menor es σ_3 : $\sigma_1 > \sigma_2 > \sigma_3$. Suponiendo que sólo existieran esfuerzos debidos a las fuerzas gravitatorias sobre un punto, el plano horizontal y todos los planos verticales que pasan por ese punto serían planos

principales de esfuerzo. Si $\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_3$ el estado de tensiones se denomina isótropo o hidrostático, como el que presentan los fluidos.

Todas las paredes de excavaciones superficiales y subterráneas que se autoportan son planos principales de tensiones, sobre las que no actúan esfuerzos tangenciales.

Contrariamente a lo que ocurre con los esfuerzos tangenciales, no existe ninguna orientación en el espacio para la que los esfuerzos normales sean nulos; dicho de otra forma, la suma de las tensiones principales siempre tiene el mismo valor: $\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3 = \text{constante}$.



Componentes de tensiones referidas a un sistema de ejes x, y, z y componentes de las tensiones principales.

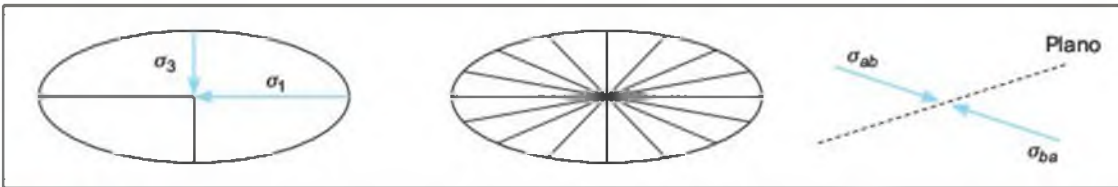


Figura 3.27 Elipse de esfuerzos.

■ CÁLCULO DE LAS COMPONENTES σ_n Y τ A PARTIR DE σ_1 Y σ_3

Conocida la magnitud y dirección de las tensiones principales σ_1 y σ_3 se pueden calcular los esfuerzos normal y tangencial para cualquier plano dada su orientación. Para dos dimensiones, el equilibrio de fuerzas para el plano de la Figura 3.28 se establece:

$$\begin{aligned} \sigma_n A &= \sigma_1 \cos \theta A \cos \theta + \sigma_3 \sin \theta A \sin \theta = \\ &= \sigma_1 A \cos^2 \theta + \sigma_3 A \sin^2 \theta \end{aligned}$$

$$\tau A = \sigma_1 \sin \theta A \cos \theta - \sigma_3 \cos \theta A \sin \theta$$

Por relaciones trigonométricas:

$$\sigma_n = \frac{1}{2}(\sigma_1 + \sigma_3) + \frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_3) \cos 2\theta \quad (6)$$

$$\tau = \frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_3) \sin 2\theta \quad (7)$$

Las ecuaciones (6) y (7) proporcionan una descripción completa del estado de esfuerzos sobre un plano conocido el ángulo θ y los esfuerzos principales. El máximo esfuerzo tangencial es $(\sigma_1 - \sigma_3)/2$, y ocurre sobre secciones a 45° de los planos principales. Los máximos esfuerzos normales y los máximos esfuerzos tangenciales se ejercen sobre secciones a 45° una de otra.

■ CÍRCULO DE MOHR

Las ecuaciones (6) y (7) corresponden a un círculo. Esta representación gráfica del estado de esfuerzos en un punto recibe el nombre de círculo de Mohr (Figura 3.29). Las intersecciones del círculo con el eje σ_n son los esfuerzos principales σ_1 y σ_3 . El radio del círculo

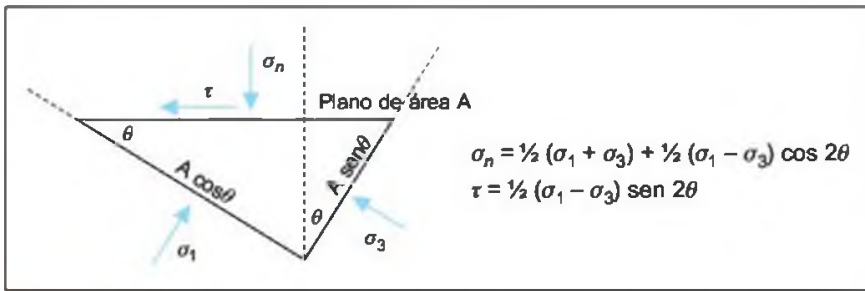


Figura 3.28 Tensiones tangencial y normal actuando sobre un plano

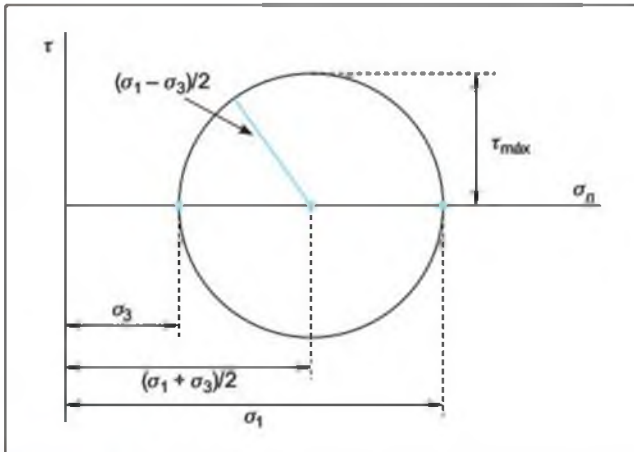


Figura 3.29 Círculo de Mohr.

representa el máximo valor del esfuerzo tangencial τ . Cualquier punto del círculo representa el estado de esfuerzos sobre un plano cuya normal forma un ángulo θ con la dirección del esfuerzo principal mayor σ_1 . A partir del dibujo, dados los esfuerzos σ_1 y σ_3 se pueden calcular gráficamente los valores de σ_n y τ para

cualquier plano; igualmente a partir de σ_n y τ puede obtenerse la magnitud y dirección de los esfuerzos principales (Figura 3.30).

El círculo de Mohr permite representar diferentes estados de esfuerzos, como se indica en la Figura 3.31.

■ EFECTO DE LA PRESIÓN INTERSTICIAL

El agua ejerce un esfuerzo hidrostático, u , de igual magnitud en todas las direcciones. Si el agua está presente en la roca, este esfuerzo contrarresta la componente normal del esfuerzo pero no tiene efecto sobre la componente tangencial. Así, el esfuerzo efectivo actuando perpendicularmente a un plano será el esfuerzo total menos el esfuerzo u :

$$\sigma_n' = \sigma_{n\text{ total}} - \sigma_{\text{agua}} = \sigma_n - u$$

En el diagrama de Mohr este efecto se refleja en un desplazamiento hacia la izquierda de los círculos de esfuerzo, en una longitud igual al valor del esfuerzo o presión intersticial u (Recuadro 3.5).

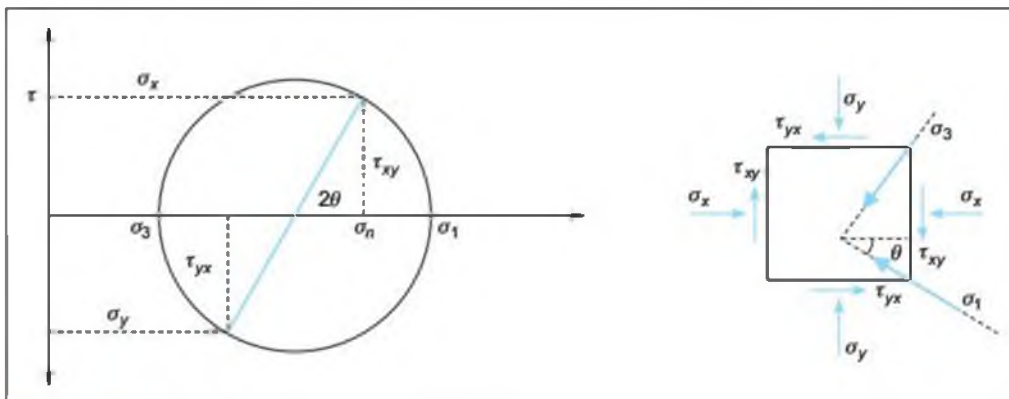


Figura 3.30 Representación gráfica mediante el círculo de Mohr de los esfuerzos actuando sobre el plano vertical de la figura de la derecha.

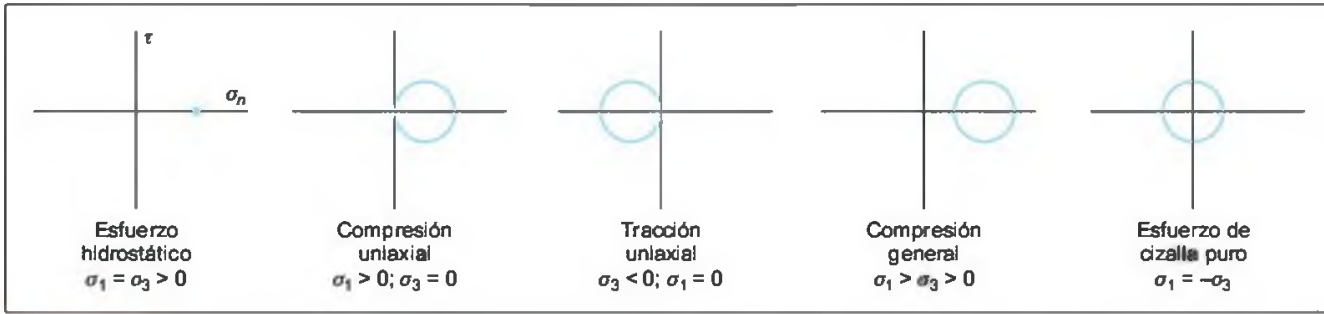


Figura 3.31 Círculos de Mohr para distintos estados de esfuerzos

Tensiones en tres dimensiones

Si en lugar de un plano, en cuyo caso el esfuerzo queda definido por un vector, se considera un punto situado en el interior de un cuerpo rocoso, por el mismo pasan infinitos planos de diferente orientación. Si se determinan los vectores esfuerzo para cada uno de los planos quedará definido el **estado de esfuerzos** o **estado tensional** en el punto, que queda representado por un tensor de segundo orden.

Dicho de otro modo, la cuantificación del estado de esfuerzos en un punto se lleva a cabo definiendo su estado de esfuerzos, esto es, definiendo las fuerzas por unidad de área que actúan sobre tres planos ortogonales a través del punto. El estado de esfuerzos no se ve alterado por la elección del sistema de ejes de referencia, pero sí sus componentes.

Si se considera un área infinitesimal ΔA alrededor de un punto O en el interior de un macizo rocoso en equilibrio, y ΔF es la fuerza resultante que actúa sobre el plano (Figura 3.32), la magnitud del esfuerzo resultante sobre el punto O , o del vector de esfuerzo, σ_R se define:

$$\sigma_R = \lim_{\Delta A \rightarrow 0} \frac{\Delta F}{\Delta A}$$

Sus componentes normal y tangencial sobre el plano que contiene al punto quedan definidas por:

$$\sigma_n = \lim_{\Delta A \rightarrow 0} \frac{\Delta N}{\Delta A} \quad \tau = \lim_{\Delta A \rightarrow 0} \frac{\Delta T}{\Delta A}$$

Si la normal a la superficie ΔA está orientada paralela a uno de los ejes, por ejemplo al eje x , las componentes de esfuerzo que actúan sobre esta superficie pueden ser referidas a los ejes x, y, z . Mientras que el esfuerzo normal queda definido de una forma evidente, el esfuerzo tangencial no, al no coincidir por lo general con la dirección de ninguno de los ejes, siendo necesario referirlo a dos componentes. Así, el esfuerzo sobre el plano considerado viene dado por tres componentes:

$$\sigma_{xx}, \tau_{xy} \text{ y } \tau_{xz}$$

indicando el primer subíndice la dirección de la normal al plano (o el plano sobre el que actúa la componente), y el segundo la dirección de actuación de la componente de esfuerzo. Similarmente, para las otras dos direcciones, y, z , las componentes del esfuerzo actuando sobre los planos normales a las mismas son:

$$\sigma_{yy}, \tau_{yx} \text{ y } \tau_{yz}$$

$$\sigma_{zz}, \tau_{zx} \text{ y } \tau_{zy}$$

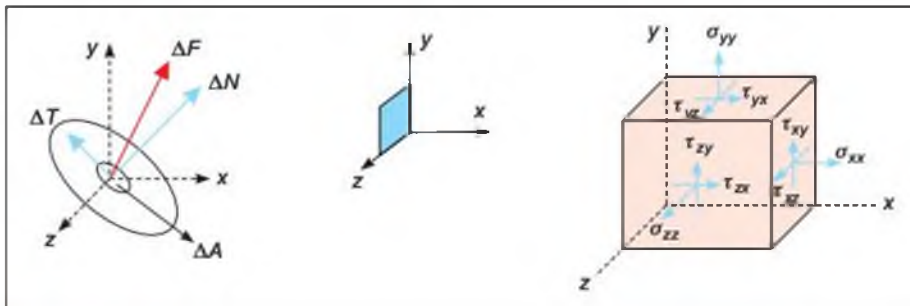
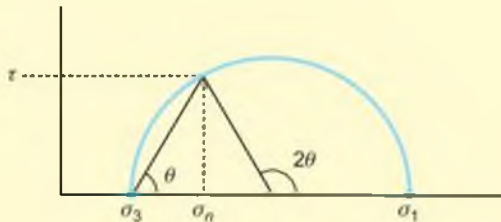
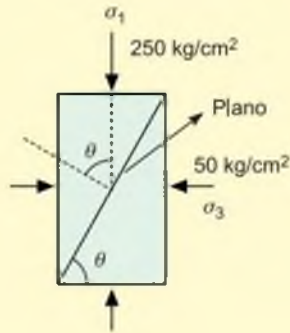


Figura 3.32 Tensiones en tres dimensiones.



Recuadro 3.5

Métodos gráficos y analíticos para el cálculo de las tensiones tangencial y normal sobre un plano



Método a)

$$\sigma_n = \sigma_3 \text{ sen}^2 \theta + \sigma_1 \text{ cos}^2 \theta$$

$$\sigma_n = 50 \text{ sen}^2 60 + 250 \text{ cos}^2 60$$

$$\sigma_n = 37,5 + 62,5 = 100 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau = (\sigma_1 - \sigma_3) \text{ sen} \theta \text{ cos} \theta$$

$$\tau = 250 \text{ sen} 60 \text{ cos} 60 - 50 \text{ sen} 60 \text{ cos} 60$$

$$\tau = 108,25 - 21,65 = 86,6 \text{ kg/cm}^2$$

Método b)

Construcción gráfica del círculo de Mohr y medida directa:

$$\sigma_n = 100 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{y} \quad \tau = 86,6 \text{ kg/cm}^2$$

Método c)

A partir de las expresiones:

$$\sigma_n = \frac{1}{2}(\sigma_1 + \sigma_3) + \frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_3) \text{ cos} 2\theta = 100 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau = \frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_3) \text{ sen} 2\theta = 86,6 \text{ kg/cm}^2$$

Si existe presión de fluidos en los poros de la roca, este fluido soporta parte del esfuerzo aplicado para conseguir la rotura. El esfuerzo «efectivo» que soportan las partículas sólidas de la roca será la diferencia entre el total aplicado y el soportado por el fluido:

$$\sigma'_1 = \sigma_{1 \text{ total}} - \sigma_{\text{agua}}$$

$$\sigma'_3 = \sigma_{3 \text{ total}} - \sigma_{\text{agua}}$$

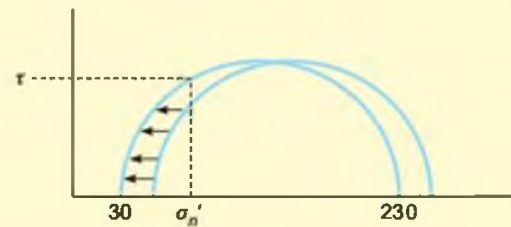
$$\sigma'_n = \sigma_{n \text{ total}} - \sigma_{\text{agua}}$$

Si $\sigma_{\text{agua}} = 20 \text{ kp/cm}^2$:

$$\sigma'_1 = 230 \text{ kp/cm}^2$$

$$\sigma'_3 = 30 \text{ kp/cm}^2$$

$$\sigma'_n = 80 \text{ kp/cm}^2$$



La matriz de esfuerzo con las nueve componentes queda definida por:

$$[\sigma] = \begin{bmatrix} \sigma_{xx} & \tau_{xy} & \tau_{xz} \\ \tau_{yx} & \sigma_{yy} & \tau_{yz} \\ \tau_{zx} & \tau_{zy} & \sigma_{zz} \end{bmatrix}$$

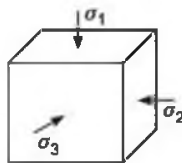
El estado de esfuerzos en un punto queda definido por nueve componentes de esfuerzo independientes, 3 normales y 6 tangenciales. Si se considera el equilibrio del cubo de la Figura 3.32, debe cumplirse que:

$$\tau_{xy} = \tau_{yx}, \quad \tau_{xz} = \tau_{zx} \quad \text{y} \quad \tau_{yz} = \tau_{zy}$$

por lo que únicamente son necesarias seis componentes de esfuerzo para conocer el estado de esfuerzos en un punto:

$$[\sigma] = \begin{bmatrix} \sigma_{xx} & \tau_{xy} & \tau_{xz} \\ \tau_{xy} & \sigma_{yy} & \tau_{yz} \\ \tau_{xz} & \tau_{yz} & \sigma_{zz} \end{bmatrix}$$

El tensor de esfuerzos correspondiente a los esfuerzos principales es:

$$[\sigma] = \begin{bmatrix} \sigma_1 & 0 & 0 \\ 0 & \sigma_2 & 0 \\ 0 & 0 & \sigma_3 \end{bmatrix}$$


Si existe presión de fluidos, u , el tensor queda modificado únicamente en sus componentes normales, ya que la presión hidrostática no actúa sobre las componentes tangenciales; los tensores de esfuerzos para los casos de existencia de componentes tangenciales o esfuerzos principales serán:

$$[\sigma] = \begin{bmatrix} \sigma_{xx} - u & \tau_{xy} & \tau_{xz} \\ \tau_{yx} & \sigma_{yy} - u & \tau_{yz} \\ \tau_{zx} & \tau_{zy} & \sigma_{zz} - u \end{bmatrix}$$

$$[\sigma] = \begin{bmatrix} \sigma_1 - u & 0 & 0 \\ 0 & \sigma_2 - u & 0 \\ 0 & 0 & \sigma_3 - u \end{bmatrix}$$

■ ELIPSOIDE DE TENSIONES

El estado tridimensional de tensiones en un punto queda representado por un elipsoide. De igual forma que se han deducido anteriormente las ecuaciones de la elipse de esfuerzos para dos dimensiones, si se consideran los esfuerzos principales σ_1 , σ_2 y σ_3 paralelos a los ejes x , y , z , se puede escribir:

$$l = p_x/\sigma_1, \quad m = p_y/\sigma_2, \quad n = p_z/\sigma_3$$

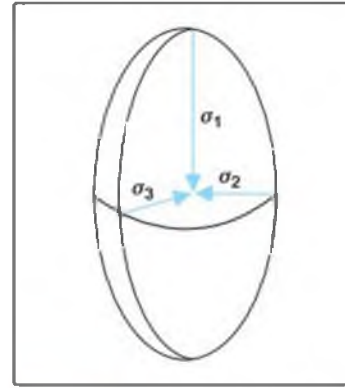


Figura 3.33 Elipsoide de tensiones.

y como:

$$l^2 + m^2 + n^2 = 1$$

se obtiene:

$$p_x^2/\sigma_1^2 + p_y^2/\sigma_2^2 + p_z^2/\sigma_3^2 = 1$$

Los tres planos que aparecen cortados en el elipsoide de la Figura 3.33 son los planos principales de esfuerzo. Si se consideran los planos que contienen a los esfuerzos σ_1 y σ_2 y a los esfuerzos σ_1 y σ_3 , respectivamente, se tienen las dos elipses que representan el estado de esfuerzos en cualquier plano perpendicular a la elipse considerada.

Los diferentes estados de esfuerzos pueden definirse por la forma del elipsoide o por los valores relativos de los esfuerzos actuando sobre un punto en el centro del mismo:

Forma del elipsoide	Valor relativo de esfuerzos
Uniaxial: $\sigma_1 \neq 0; \sigma_2 = \sigma_3 = 0$	Axial: $\sigma_1 > \sigma_2 = \sigma_3$
Biaxial: $\sigma_1 \neq 0; \sigma_3 \neq 0; \sigma_2 = 0$	Poliaxial: $\sigma_1 \neq \sigma_2 \neq \sigma_3$
Triaxial: $\sigma_1 \neq 0; \sigma_2 \neq 0; \sigma_3 \neq 0$	Hidrostático: $\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_3 \neq 0$

El esfuerzo hidrostático quedará representado por una esfera. La Figura 3.34 representa estos estados de esfuerzo en probetas de laboratorio.

Resistencia y rotura

Conceptos básicos

Las tensiones o esfuerzos generados por la aplicación de las fuerzas pueden producir deformaciones y roturas en las rocas dependiendo de la resistencia de las mismas y de otras condiciones extrínsecas al propio material rocoso.

La deformación indica el cambio en la forma o configuración de un cuerpo, correspondiéndose con los desplazamientos que sufre la roca al soportar la

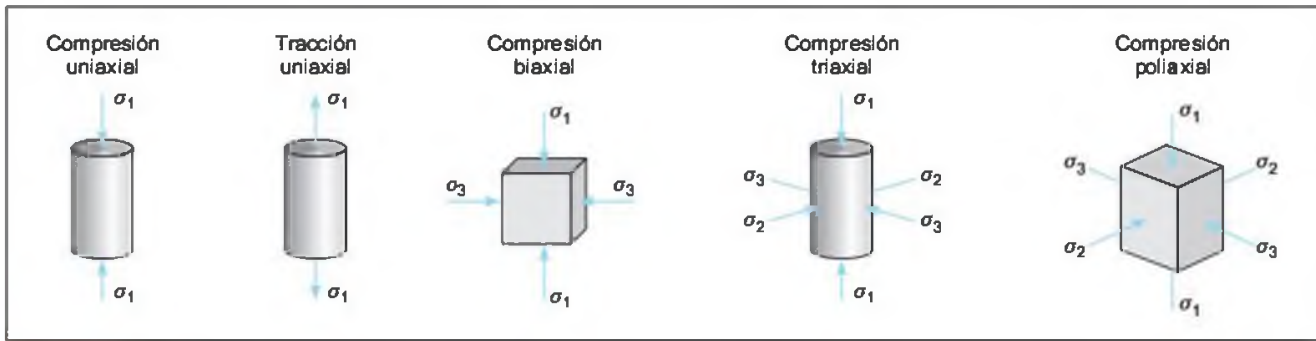


Figura 3.34 Diferentes estados de tensiones aplicados a probetas de laboratorio.

carga. Ante la dificultad de medir desplazamientos muy pequeños, la deformación se expresa comparando el estado deformado con respecto al inicial y, por tanto, no tiene unidades. Anteriormente se ha definido la deformación longitudinal o elongación, ϵ , como la variación de longitud entre dos partículas en dos estados mecánicos diferentes, expresada como:

$$\epsilon = (l_i - l_p)/l_i = \Delta l/l_i$$

La deformación volumétrica o dilatación es la relación entre el cambio de volumen de un cuerpo y su volumen inicial:

$$\Delta = (V_i - V_p)/V_i = \Delta V/V_i$$

Mientras que el esfuerzo indica una condición de la roca en un instante y depende de las fuerzas aplicadas, la deformación compara condiciones en dos instantes, y concierne únicamente a la configuración de los cuerpos.

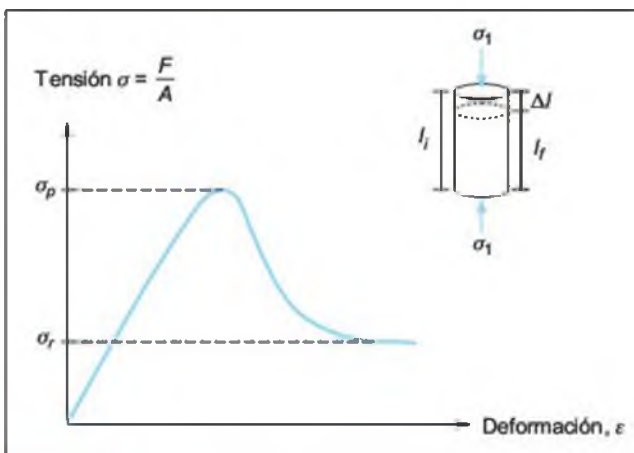


Figura 3.35 Curva completa tensión-deformación con los valores correspondientes a la resistencia de pico y a la resistencia residual.

La resistencia se define como el esfuerzo que la roca puede soportar para unas ciertas condiciones de deformación. La **resistencia de pico**, σ_p , es el esfuerzo máximo que se puede alcanzar (Figura 3.35). Se produce para una cierta deformación a la que se denomina deformación de pico. La **resistencia residual**, σ_r , es el valor al que cae la resistencia de algunas rocas para deformaciones elevadas. Se produce después de sobrepasar la resistencia de pico. En los problemas que se plantean en ingeniería geológica, conocer si la roca se va a deformar sin alcanzar la resistencia de pico o se va a superar este umbral, y por lo tanto se va a alcanzar la resistencia residual, es un aspecto difícil de analizar y de importantes consecuencias prácticas.

En condiciones naturales, la resistencia depende de las propiedades intrínsecas de la roca, cohesión y ángulo de fricción, y de otros factores externos como la magnitud de los esfuerzos que se ejercen, los ciclos de carga y descarga o la presencia de agua. Por este motivo, **la resistencia no es un valor único** intrínseco de la roca, y de aquí el interés en conocer su valor y sus rangos de variación para determinadas condiciones de los materiales rocosos.

La resistencia compresiva es la propiedad más característica y frecuentemente medida en la matriz rocosa, por la facilidad de obtención de testigos y de su ensayo en laboratorio. Por el contrario, en los macizos rocosos su determinación no es directa, debiendo realizarse por medio de criterios empíricos.

Para una determinada carga o fuerza, los esfuerzos generados superan la resistencia del material rocoso, se alcanzan deformaciones inadmisibles y tiene lugar la rotura del mismo.

La **rotura** es un fenómeno que se produce cuando la roca no puede soportar las fuerzas aplicadas, alcanzando el esfuerzo un valor máximo correspondiente a la resistencia de pico del material. Aunque generalmente se supone que la rotura ocurre o se inicia al alcanzarse la resistencia de pico, esto es una simplificación que no siempre ocurre. Tampoco la rotura de la roca tiene por qué coincidir con el inicio de la genera-

ción de los planos de fractura. La **fractura** es la formación de planos de separación en la roca, rompiéndose los enlaces de las partículas para crear nuevas superficies. Se pierden las fuerzas cohesivas y permanecen únicamente las friccionales.

En función de la resistencia de la roca y de las relaciones entre los esfuerzos aplicados y las deformaciones producidas, la rotura puede responder a diferentes modelos: **rotura frágil** (instantánea y violenta) o **rotura dúctil** (progresiva). Estos conceptos se desarrollan más adelante en este apartado.

El fenómeno de la rotura va acompañado de la generación de planos de fractura a través de la roca, cuya dirección depende de:

- La dirección de aplicación de las fuerzas.
- Las anisotropías presentes en el material rocoso a nivel microscópico (orientación preferente de minerales, presencia de microfisuras orientadas) o macroscópico (superficies de esquistosidad o laminación).

A escala de macizo rocoso fracturado, la rotura puede ocurrir a través de la matriz rocosa o a favor de discontinuidades preexistentes, siendo también posible la creación de planos de rotura mixtos.

Mecanismos de rotura

El proceso de rotura de las rocas es muy variado y complejo, englobando varios tipos de fenómenos de manera conjunta e interviniendo múltiples factores. El análisis de la rotura en rocas es más complejo que en suelos. A continuación se describen los distintos mecanismos de rotura en el medio rocoso, ilustrándolos con algunos ejemplos a nivel de macizo rocoso (Figura 3.36):

Rotura por esfuerzo cortante. Se produce cuando una determinada superficie de la roca está sometida a esfuerzos de corte suficientemente altos como para que una cara de la superficie deslice con respecto a la otra. Son ejemplos las roturas a favor de discontinuidades en taludes de macizos rocosos o en los techos de galerías sobre hastiales rígidos (Figura 3.36a)). Es el caso más habitual de rotura y el más importante.

Rotura por compresión. Tiene lugar cuando la roca sufre esfuerzos a compresión. Microscópicamente se producen grietas de tracción y planos de corte que progresan en el interior de la roca. La situación de compresión simple no es frecuente en la naturaleza o en las obras de ingeniería. Son ejemplos próximos los pilares de soporte en una excavación minera o los pilares de sostenimiento de desmontes en voladizo (Figura 3.37).

Rotura por flexión. Se produce cuando una sección de la roca está sometida a momentos flectores. En realidad la sección está sometida a unas tensiones

normales variables, rompiéndose por la zona donde se acumulan las tracciones. Esta situación se produce, por ejemplo, en los dinteles de las galerías subterráneas, en el techo de una cavidad cárstica (Figura 3.36b)).

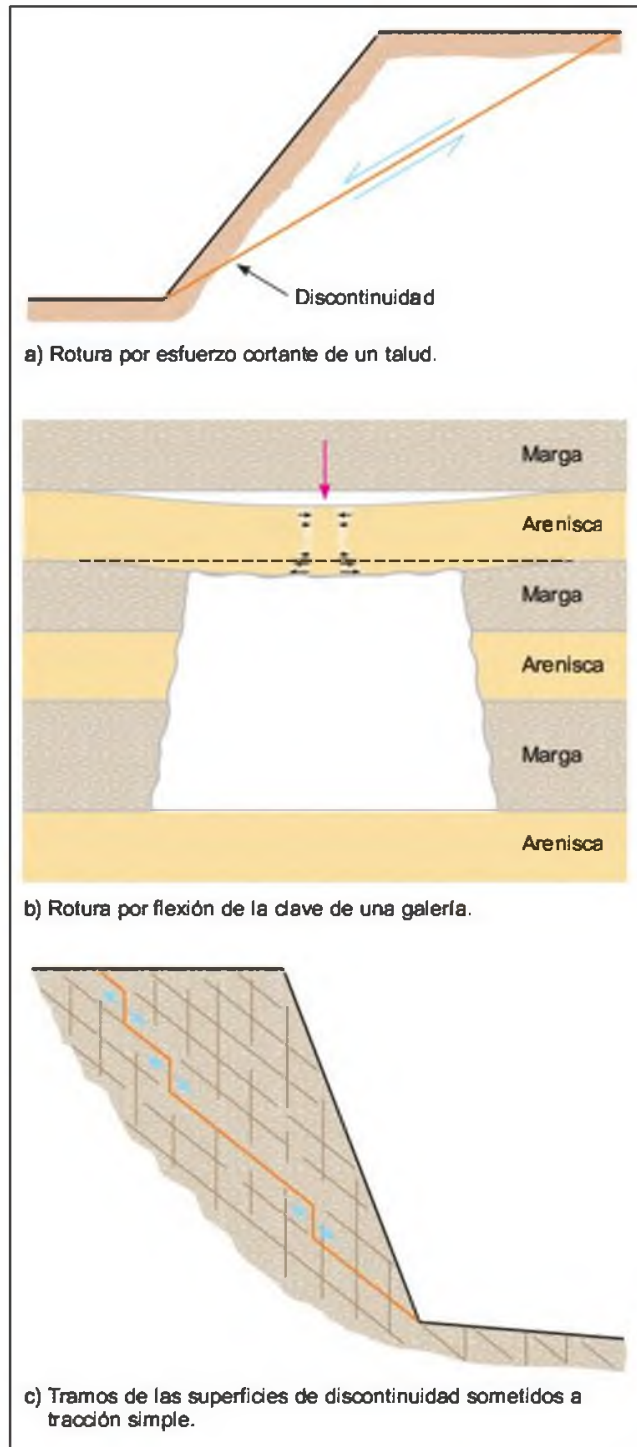


Figura 3.36 Mecanismos de rotura.



Figura 3.37 Rotura a compresión de un pilar en una iglesia paleocristiana excavada en tobas volcánicas, Capadocia, Turquía (foto M. Ferrer).

Rotura por tracción. Este tipo de rotura se produce cuando la disposición y/o estructura del macizo rocoso hace que una cierta sección de la roca esté sometida a una tracción pura o casi pura. En la realidad son situaciones difíciles de producirse. Un ejemplo puede ser el estado traccional que se genera en algunos tramos de la superficie de rotura de un talud (Figura 3.36c)).

Rotura por colapso. Una rotura por colapso mecánico se produce bajo condiciones de compresión isotrópica, es decir, cuando el material recibe compresiones en todas las direcciones del espacio. La estructura de la roca se rompe, transformándose en un material pulverulento, tipo suelo. Es un caso particular de la rotura por compresión. Se produce en rocas muy porosas, tales como rocas volcánicas de baja densidad o areniscas cementadas tipo creta. Las rocas densas bajo compresión isotrópica pueden colapsar también bajo compresiones muy elevadas por cambios en su estructura interna.

Relaciones tensión-deformación en las rocas

El **comportamiento tensión-deformación**, o esfuerzo-deformación, de un cuerpo viene definido por la relación entre los esfuerzos aplicados y las deformaciones producidas, y hace referencia a cómo se va deformando y cómo va variando el comportamiento del material rocoso a lo largo de la aplicación de la carga, o dicho de otro modo, cómo varía la resistencia del material para determinados niveles de deformaciones:

- El comportamiento antes de llegar a la rotura.
- La forma en que se produce la rotura.
- El comportamiento después de la rotura.

Su estudio se lleva a cabo a partir de ensayos de aplicación de fuerzas compresivas, en donde se registran las curvas esfuerzo-deformación a lo largo de las diferentes etapas del proceso. Las rocas presentan relaciones no lineales entre las fuerzas aplicadas y las deformaciones producidas a partir de un determinado nivel de esfuerzos, obteniéndose diferentes modelos de curvas σ - ϵ para los distintos tipos de rocas.

Si debido a la aplicación de una carga sobre un cuerpo rocoso se supera su resistencia de pico (es decir, si la deformación aumenta más allá de la deformación de pico) puede ocurrir:

- La resistencia de la roca disminuye drásticamente incluso hasta alcanzar un valor próximo a cero. Es el caso de un **comportamiento frágil** (curva 1 de la Figura 3.38) como el que presenta, por ejemplo, el vidrio. Este comportamiento es típico de rocas duras con alta resistencia. La fractura frágil implica una pérdida casi instantánea de la resistencia de la roca a través de un plano sin ninguna o muy poca deformación plástica.
- La resistencia de la roca decrece hasta un cierto valor después de haberse alcanzado deformaciones importantes. Es el caso de un **comportamiento frágil-dúctil** o parcialmente frágil (curva 2, Figura 3.38), como el que presentan las discontinuidades rocosas o materiales arcillosos sobreconsolidados.
- La deformación sigue aumentando sin que se pierda la resistencia (esto es, la resistencia se mantiene constante después de grandes deformaciones). Es el caso de un **comportamiento dúctil** (curva 3, Figura 3.38), que presentan determinados tipos de materiales blandos como las sales.

En el comportamiento dúctil la resistencia de pico y la residual son iguales. La deformación que se produce, sin pérdida de resistencia, se llama deformación dúctil. El comportamiento frágil se caracteriza por presentar diferencias importantes entre la resistencia de pico y la residual, y, al ser la caída de resistencia brusca, apenas existe diferencia entre la deformación de pico y la deformación correspondiente a la resistencia residual.

Si se ensaya en el laboratorio una probeta de roca sin confinar mediante la aplicación gradual de una fuerza axial, se va produciendo una deformación axial que puede ser medida mediante la instalación de comparadores en la probeta. El registro de los esfuerzos y de las deformaciones correspondientes permite dibu-

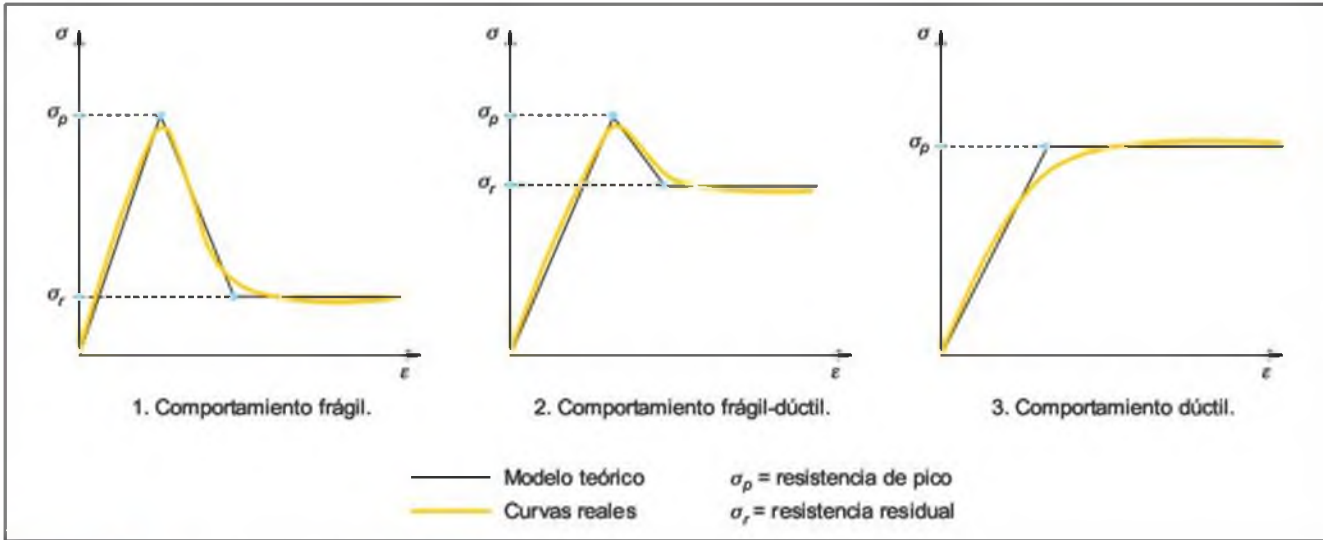


Figura 3.38 Modelos de comportamiento tensión-deformación.

jar la curva esfuerzo-deformación del ensayo (Figura 3.39). La rama ascendente de la curva, antes de alcanzar la resistencia de pico, presenta un comportamiento lineal o elástico para la mayor parte de las rocas. En el campo elástico, la deformación es proporcional al esfuerzo y se cumple la relación:

$$E = \sigma / \epsilon_{ax}$$

donde E es la constante de proporcionalidad conocida como **módulo de Young** o módulo de elasticidad, σ es el esfuerzo y ϵ_{ax} es la deformación axial (en la misma dirección que la fuerza aplicada).

Existe otra constante que define, junto con el valor de E , el comportamiento elástico del material rocoso, llamada **coeficiente de Poisson**:

$$\nu = \epsilon_t / \epsilon_{ax}$$

donde ϵ_t es la deformación transversal de la probeta de roca ensayada.

El método para obtener ambas constantes elásticas a partir del ensayo de resistencia uniaxial se describe en el Apartado 3.4.

En el campo de deformaciones elásticas si se retira la fuerza aplicada se recuperan las deformaciones, volviendo la probeta a su configuración inicial (Figura 3.40). A partir de un determinado nivel de deformaciones, la roca no puede mantener el comportamiento elástico, llegándose a un punto en el que comienzan a producirse deformaciones dúctiles o plásticas, donde se abandona la relación lineal entre el esfuerzo y la deformación. Este punto, que se refleja en una inflexión de la curva esfuerzo-deformación, recibe el nombre de **límite de elasticidad (yield point)**, y la resistencia correspondiente se denota como σ_y (no confundir con la componente normal del esfuerzo según el eje y , σ_{yy}). A partir de este punto, la roca puede todavía mantener deformaciones importantes antes de llegar al límite de su resistencia. En rocas frágiles, los valores de σ_y y σ_p están muy próximos o coinciden, lo que no ocurre en el caso de rocas con comportamiento dúctil (Figura 3.40). La diferencia entre ambos valores es muy importante en el estudio del comportamiento de algunos tipos de rocas, ya que indica la capacidad de la roca para seguir soportando cargas una vez superado su límite elástico y antes de alcanzar deformaciones inadmisibles.

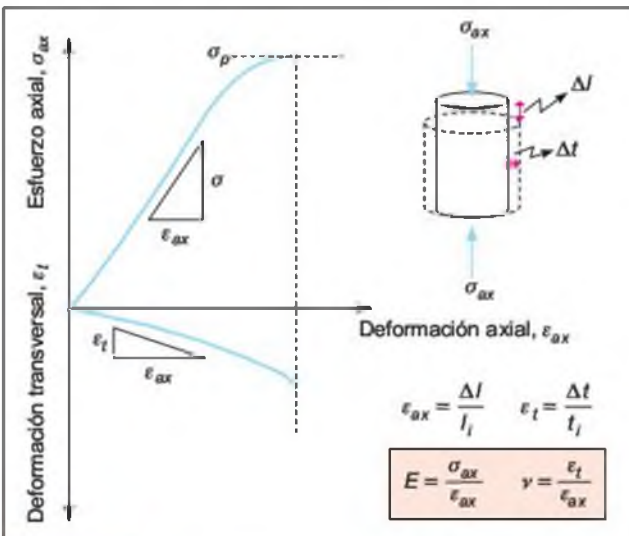


Figura 3.39 Curvas tensión-deformación obtenidas del ensayo de compresión uniaxial.

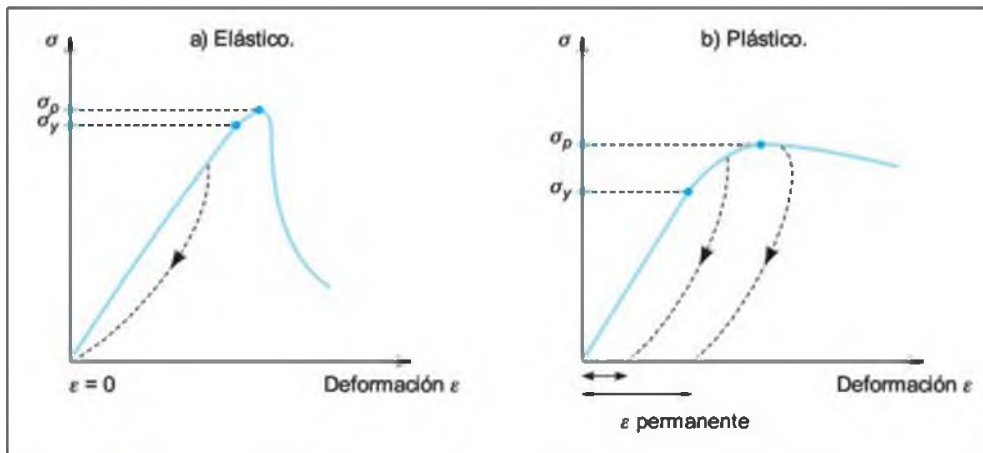


Figura 3.40 Modelo de comportamiento elástico, con deformaciones recuperables una vez retirada la carga, y plástico, con deformaciones permanentes al superarse el límite de elasticidad.

Una vez superado el límite de elasticidad, las deformaciones de la roca no se recuperan aunque se retire totalmente la carga aplicada.

Conocer el valor de σ_y y de las deformaciones asociadas a este esfuerzo es importante también para el diseño de obras y estructuras en rocas blandas, en las que, para esfuerzos inferiores a la resistencia de pico, el material sufre deformaciones plásticas irreversibles. A partir de este punto, un pequeño incremento de la carga puede dar lugar a la rotura progresiva definitiva del material. Incluso si la carga permanece constante, el paso del tiempo y los procesos de meteorización pueden ocasionar la pérdida definitiva de la resistencia.

El comportamiento elástico o plástico depende de las propiedades resistentes intrínsecas de la roca y de las condiciones en las que se están aplicando los esfuerzos (valor de las tensiones confinantes, temperatura, presencia de agua intersticial, etc.).

El efecto de la presión confinante σ_3 sobre la roca puede hacer que su comportamiento varíe de frágil a dúctil. El valor de σ_3 para el que se produce esta variación recibe el nombre de presión de transición frágil-dúctil y a partir de él la roca se comporta plásticamente, deformándose sin que se incremente el esfuerzo. Esta presión de transición resulta muy elevada para los rangos de esfuerzo que tienen lugar a las cotas habituales donde se realizan las obras de ingeniería. Sin embargo, para algunas rocas como las arcillosas o las evaporíticas, esta presión es considerablemente baja (< 20 MPa a temperatura ambiente; Goodman, 1989).

Lo expuesto hasta aquí hace referencia a modelos de comportamiento que se pueden reproducir en laboratorio, donde se estudia la respuesta deformacional de la roca de una forma «instantánea», es decir, la respuesta inmediata a unas condiciones de esfuerzo aplicadas.

No se tiene en cuenta la influencia del factor tiempo en el comportamiento de la roca bajo unas determinadas condiciones de esfuerzo o deformación mantenidas a largo plazo. Sin embargo, determinados tipos de materiales rocosos pueden presentar un comportamiento reológico, sufriendo procesos tiempo-dependientes de **fluencia o creep** (aumento de las deformaciones bajo esfuerzos constantes) y de relajación (disminución de la resistencia bajo deformaciones constantes).

Este aspecto es importante porque el material puede evolucionar, y llegar incluso a la rotura, a partir de unas condiciones constantes de carga o deformación mantenidas a lo largo del tiempo. El ejemplo más ilustrativo de fluencia son las sales. En los procesos de *creep* el material se comporta de forma viscosa, es decir, con deformaciones lentas y continuas tiempo dependientes, influyendo también el contenido en humedad. Muchas rocas presentan un comportamiento viscoelástico al ser sometidas a esfuerzos, con deformaciones instantáneas (elásticas) y reológicas.

En la Figura 3.41 se presenta un modelo teórico de

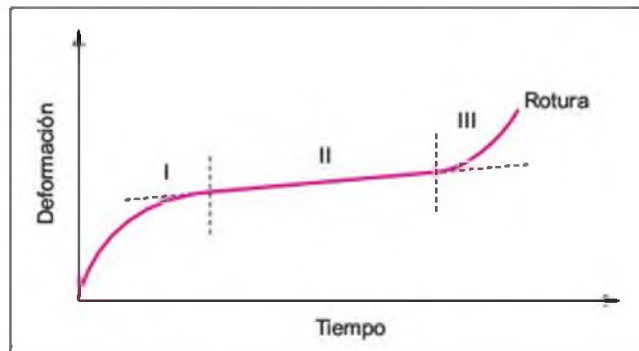


Figura 3.41 Curva tiempo-deformación correspondiente al proceso de *creep* o fluencia.



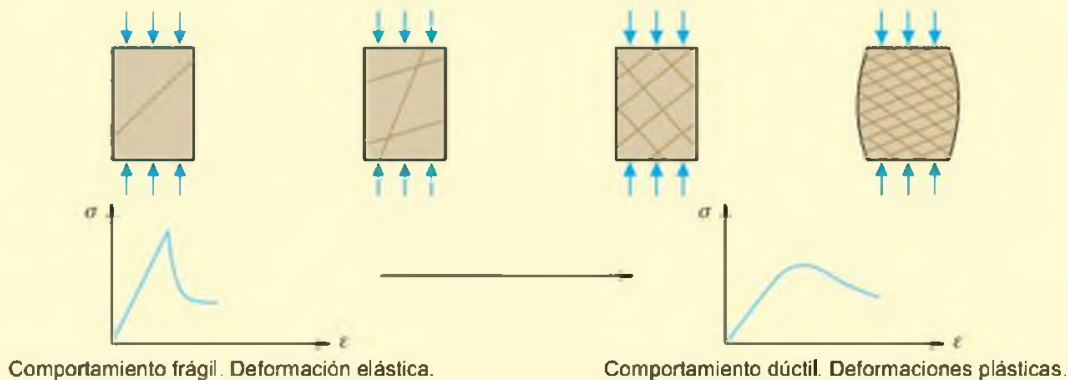
Recuadro 3.6

Modelos de comportamiento tensión-deformación en las rocas

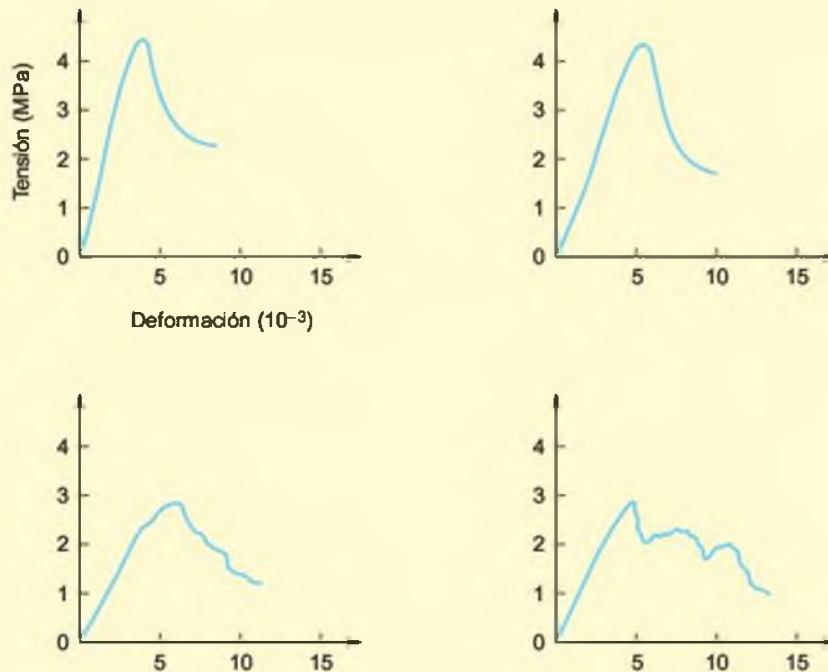
El comportamiento de las rocas puede clasificarse, de una forma general y simplificada, en:

- **Frágil**, con deformaciones elásticas; típico de rocas duras y resistentes.
- **Frágil-dúctil**, con deformaciones elásticas y plásticas no recuperables; típico de rocas blandas poco resistentes.
- **Dúctil**, con deformaciones plásticas predominantes (permanentes); un ejemplo son las sales. Las rocas no presentan comportamientos dúctiles puros.

Estos modelos de comportamiento se reflejan en la deformación que sufren las probetas de matriz rocosa al ser cargadas y en los mecanismos de rotura. Mientras que las rocas frágiles rompen a favor de planos de rotura netos y, generalmente, de forma instantánea, los materiales dúctiles lo hacen de forma progresiva y con mayores rangos de deformación, generándose numerosos planos de fractura.



Curvas tensión-deformación de comportamiento frágil y dúctil obtenidas en ensayos de compresión simple con máquina rígida en lutitas carboníferas (Ferrer y González de Vallejo, 1991).



curva de fluencia, donde se observan las distintas fases de la deformación en función del tiempo.

Al aplicar inicialmente la carga, se produce una deformación elástica inmediata seguida por un *creep* primario (I), en el que la deformación se desacelera con el tiempo (*transient creep*) si las condiciones permanecen constantes. En algunas rocas, la curva de *creep* primario puede evolucionar al llamado *creep* secundario (II), donde las deformaciones van aumentando y su rango llega a ser constante (*steady state creep*). Si los esfuerzos actuantes son cercanos al de pico, el *creep* secundario puede pasar a *creep* terciario (III), donde el rango de deformaciones se incrementa con el tiempo hasta alcanzarse la rotura (*accelerating creep*).

La fluencia se puede producir por mecanismos de microfisuración o por flujo. Además de las sales, otros materiales también pueden presentar este tipo de comportamiento reológico y sufrir fluencia bajo condiciones de presión y/o temperatura elevadas mantenidas a lo largo de un tiempo dilatado, como ocurre en minas y túneles profundos. Las lutitas sobreconsolidadas o las pizarras metamórficas pueden sufrir deformaciones por *creep* a favor de los planos de debilidad, debido a consolidación y/o deterioro al ser expuestas a condiciones ambientales diferentes. Las sales o las lutitas compactadas sufren procesos de *creep* sometidas a esfuerzos relativamente bajos, mientras otras rocas presentan viscosidad a altas temperaturas. Algunas rocas duras de baja porosidad y poco cementadas pueden igualmente presentar procesos de *creep* primario por microfisuración.

Criterios de resistencia

Como se ha indicado en párrafos anteriores, el comportamiento mecánico de los materiales rocosos depende principalmente de su resistencia y de las fuerzas aplicadas, que dan lugar a un determinado estado de esfuerzos. Este estado de esfuerzos queda definido por las tensiones principales que actúan: σ_1 , σ_2 y σ_3 . Dependiendo principalmente de la magnitud de estas tensiones, y también de su dirección, se producirán las deformaciones en las rocas y, en su caso, la rotura. Las rocas rompen en condiciones de esfuerzo diferencial, y a una determinada relación entre las tensiones principales corresponde un determinado nivel de deformaciones. Si se conocen estas relaciones se podrá predecir el comportamiento del material para un estado de esfuerzos determinado.

En realidad, esta predicción del comportamiento sólo se podría realizar si las rocas y los macizos rocosos fueran isótropos y homogéneos. Pero incluso las rocas que parecen más homogéneas e isótropas, como

los granitos, presentan variabilidad en sus propiedades físicas y mecánicas.

La **ley de comportamiento** de un material se define como la relación entre los componentes del esfuerzo que indica el estado de deformaciones que sufre el material. Es un concepto más amplio que el de criterio de rotura o de resistencia, ya que hace referencia a las relaciones entre esfuerzos a lo largo de todo el proceso de deformación del material rocoso.

En teoría, una ley de comportamiento debería servir para predecir:

- El valor de la resistencia de pico del material.
- La resistencia residual.
- La resistencia del límite de elasticidad.
- El inicio de la generación de la fractura.
- Las deformaciones sufridas por el material.
- La energía del proceso de rotura y deformación.

Ante la práctica imposibilidad de obtener las leyes que rigen el comportamiento, la resistencia y la rotura de los materiales rocosos específicos (tanto de la matriz rocosa como de los macizos rocosos), se emplean una serie de **criterios de rotura o de resistencia**, obtenidos empíricamente a partir de experiencias y ensayos de laboratorio. Estos criterios son expresiones matemáticas que representan modelos simples que permiten estimar la resistencia del material en base a los esfuerzos aplicados y a sus propiedades resistentes, y predecir cuándo ocurre la rotura:

$$\text{resistencia} = f(\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3, K_i)$$

donde σ_1 , σ_2 , σ_3 son los esfuerzos principales en las tres direcciones de espacio y K_i es un conjunto de parámetros representativos de las rocas.

Así, un criterio de resistencia de pico es una expresión que proporciona la combinación entre los componentes del esfuerzo para la que se alcanza la resistencia de pico del material, y un criterio de plasticidad o de límite de elasticidad es la relación entre los componentes de esfuerzo que se satisface al inicio de las deformaciones permanentes.

Los criterios de rotura se establecen en función de los esfuerzos o tensiones porque éstos son más fáciles e inmediatos de medir que otros parámetros, como la deformación o la cantidad de energía de deformación que se va liberando a lo largo del proceso de carga; pero si estas cantidades pueden medirse, los criterios podrían también establecerse en función de ellas:

$$\text{resistencia} = f(\epsilon_1, \epsilon_2, \epsilon_3, K_i)$$

Actualmente el uso de máquinas de ensayo servocontroladas permite realizar ensayos de resistencia en donde la variable de control puede ser otra que el esfuerzo (como se describe en el Apartado 3.4).

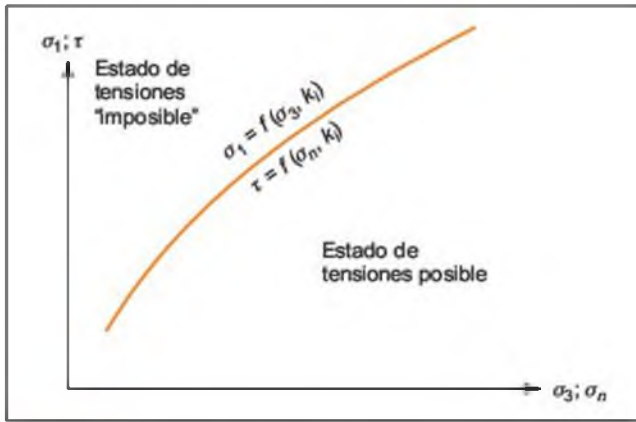


Figura 3.42 Representación gráfica de un criterio de rotura general en dos dimensiones.

Además de referirse a los esfuerzos principales, los criterios de resistencia pueden ser desarrollados en términos de los esfuerzos normal y tangencial actuando sobre un plano (Figura 3.42):

$$\sigma_1 = f(\sigma_2, \sigma_3, K_i) \quad \delta \quad \tau = f(\sigma_n, K_i)$$

El hecho de que el esfuerzo intermedio σ_2 tenga poca influencia con respecto al esfuerzo mínimo σ_3 en la resistencia de pico de los materiales, hace que los criterios en general se expresen en la forma:

$$\sigma_1 = f(\sigma_3)$$

Dado que el esfuerzo efectivo controla el comportamiento esfuerzo-deformación de las rocas porosas, los criterios de resistencia o rotura deberían ser establecidos en términos de esfuerzos efectivos.

De los criterios que consideran la **resistencia de pico** del material, el más extendido en mecánica de rocas es el criterio de rotura lineal propuesto por Coulomb a finales del siglo XVIII (Figura 3.43):

$$\tau = c + \sigma_n \tan \phi$$

donde c es la cohesión y ϕ el ángulo de resistencia interna del material, parámetros del material rocoso

definidos en el Apartado 3.4. Este criterio expresa la resistencia al corte a lo largo de un plano en un estado triaxial de tensiones, obteniéndose la relación lineal entre los esfuerzos normal y tangencial actuantes en el momento de la rotura.

Las rocas, a diferencia de los suelos, presentan un comportamiento mecánico no lineal, por lo que los criterios de rotura lineales, a pesar de la ventaja de su simplicidad, no son muy adecuados en cuanto que pueden proporcionar datos erróneos a la hora de evaluar el estado de deformaciones de la roca, sobre todo para estados tensionales bajos. El criterio de Mohr-Coulomb no se ajusta al comportamiento real de los materiales rocosos, tanto de la matriz rocosa como de los macizos rocosos y de las discontinuidades. Se ha comprobado experimentalmente que la resistencia del medio rocoso crece menos con el aumento de la presión normal de confinamiento que la obtenida al aplicar una ley lineal.

Por ello, en mecánica de rocas son más adecuados los criterios de rotura no lineales. En estos casos, en lugar de una línea recta, la representación gráfica de la rotura es una curva, de tipo cóncavo. Un uso incorrecto del modelo lineal puede dar lugar a errores importantes, sobrevalorando o infravalorando las capacidades mecánicas del material rocoso.

En la Figura 3.44 se representan las envolventes correspondientes a un criterio de rotura lineal y otro no lineal. Para el punto 1, el estado tensional correspondiente implica la estabilidad (no rotura) en ambos criterios; si se supone que existe presión intersticial, el estado de esfuerzos se desplazará a la posición 2, que seguirá siendo estable si el criterio adoptado es lineal; sin embargo, para la envolvente no lineal, el estado de esfuerzos del punto 2 no es admisible, indicando que se ha superado la resistencia a rotura de la roca.

Entre los criterios de límite de elasticidad, o **criterios de plasticidad**, empleados en mecánica de rocas se encuentran los de Drucker-Prager, Von-Mises y Tresca, que establecen diferentes expresiones que relacionan los esfuerzos actuantes en el momento de alcanzarse las deformaciones permanentes, o plásticas,

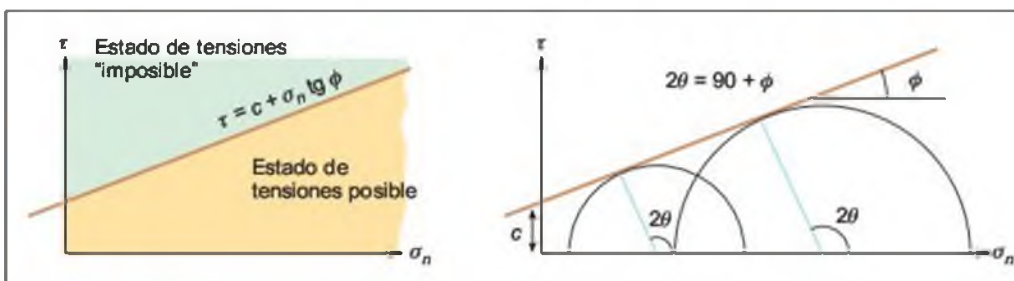


Figura 3.43 Criterio lineal de rotura de Mohr-Coulomb.

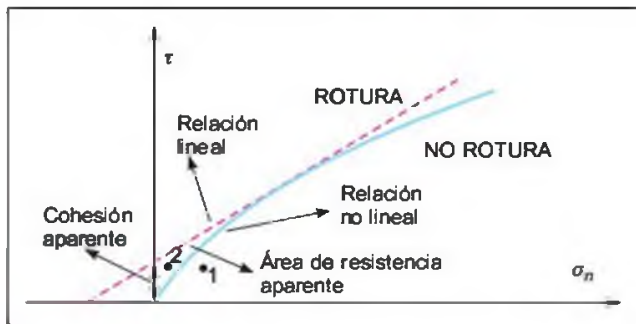


Figura 3.44 Representación gráfica de criterios de rotura lineal y no lineal. Para estados de tensiones bajas el criterio lineal proporciona una zona de resistencia aparente y un valor de cohesión aparente.

3.4

Resistencia y deformabilidad de la matriz rocosa

Resistencia y parámetros resistentes

El comportamiento mecánico de las rocas está definido por su resistencia y su deformabilidad. La **resistencia**, como se ha definido anteriormente, es el esfuerzo que soporta una roca para determinadas deformaciones. Cuando la resistencia se mide en probetas de roca sin confinar se denomina **resistencia a compresión simple**, y su valor se emplea para la clasificación geotécnica de las rocas; en el Cuadro 3.6 se incluyen los valores típicos de este parámetro para diferentes tipos de rocas. Se obtiene mediante el ensayo de resistencia uniaxial o de compresión simple (descrito más adelante). En general, los ensayos de laboratorio sobre rocas frágiles proporcionan valores de resistencia superiores a los reales.

Las rocas rompen a favor de superficies de fractura que se generan al superarse su resistencia de pico. Así, de una forma indirecta los ensayos de compresión miden la **resistencia al corte** de las rocas. Podría pensarse que los planos de fractura tienden a desarrollarse con dirección paralela a la de aplicación de la carga; sin embargo, la mínima resistencia se obtiene para la dirección en la que se ejerce el mayor esfuerzo tangencial, formando un ángulo determinado con respecto a la dirección de aplicación de la carga. En rocas isótropas, según el círculo de Mohr, la rotura se producirá en una dirección tal que $2\theta = 90^\circ + \phi$ ó $\theta = 45^\circ + \phi/2$ (Figura 3.43); sin embargo, no siem-

pre se cumple esta predicción en los ensayos de laboratorio. Teóricamente, en caso de matriz rocosa isótropa, la resistencia compresiva será siempre la misma para un mismo estado de esfuerzos aplicado y unas mismas condiciones de presión de agua, temperatura, etc.

Los criterios de resistencia o rotura pueden ser expresados para matriz rocosa, para superficies de discontinuidad o para macizos rocosos. Los más extendidos y útiles en mecánica de rocas se describen en los siguientes apartados.

La resistencia es función de las fuerzas cohesivas y friccionales del material (además de otros factores extrínsecos al material rocoso). La **cohesión**, c , es la fuerza de unión entre las partículas minerales que forman la roca. El **ángulo de fricción interna**, ϕ , es el **ángulo de rozamiento** entre dos planos de la misma roca; para la mayoría de las rocas éste ángulo varía entre 25° y 45° . La fuerza friccional depende del ángulo de fricción y del esfuerzo normal, σ_n , actuando sobre el plano considerado.

La resistencia de la roca no es un valor único, ya que además de los valores de c y ϕ , depende de otras condiciones, como la magnitud de los esfuerzos confinantes, la presencia de agua en los poros o la velocidad de aplicación de la carga de rotura. También, incluso en rocas aparentemente isótropas y homogéneas, los valores de c y ϕ pueden variar según el grado de cementación o variaciones en la composición mineralógica.

En el Cuadro 3.13 se incluyen valores característicos de la cohesión y fricción de la matriz rocosa. Ambos parámetros se determinan a partir del **ensayo de compresión triaxial** de laboratorio, descrito en este apartado.

Valores típicos de c y ϕ para roca sana

Roca	Cohesión c (kp/cm ²)	Ángulo de fricción básico ϕ (grados)
Andesita	280	45
Arenisca	80-350	30-50
Basalto	200-600	48-55
Caliza	50-400	35-50
Caliza margosa	10-60	30
Cuarcita	250-700	40-55
Diabasa	900-1.200	40-50
Diorita	150	50-55
Dolomía	220-600	25-35
Esquisto	250	25-30*
	20-150*	20-30*
Gabro	300	35
Gneiss	150-400	30-40
Granito	150-500	45-58
Grauvaca	60-100	45-50
Mármol	150-350	35-45
Lutita	30-350	40-60
Pizarra	100-500	40-55
	< 100*	15-30*
Toba	7	—
Yeso	—	30

(*) En superficies de laminación o esquistosidad.
 Datos seleccionados a partir de Walthan (1999), Rahn (1986), Goodman (1989), Farmer (1968), Jiménez Salas y Justo Alpañés (1975).

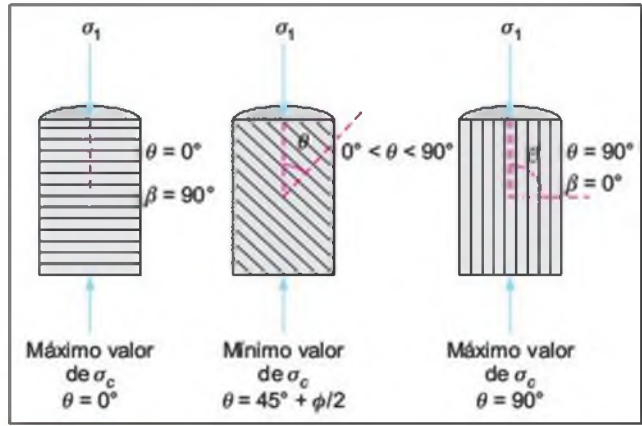


Figura 3.45 La resistencia de la roca varía en función del ángulo θ considerado. Una probeta de roca con superficies de laminación o esquistosidad presenta su mínima resistencia para planos de rotura correspondientes a los planos de debilidad, y la máxima para valores del ángulo θ de 0° y 90° .

Efectos de la anisotropía y de la presión de agua en la resistencia

Cuando la roca presenta anisotropía, su resistencia compresiva para un mismo estado de esfuerzos varía según el ángulo β ($\beta = 90 - \theta$) entre la dirección de los planos de anisotropía y la dirección de la carga aplicada, pudiendo presentar valores muy diferentes (Figura 3.45).

Al ser la dirección más favorable a la rotura la correspondiente al ángulo $\theta = 45^\circ + \phi/2$, la roca presentará su mínima resistencia si los planos de debilidad presentan esta orientación. De igual modo, tendrá la máxima resistencia para orientaciones según $\theta = 90^\circ$ y $\theta = 0^\circ$, donde los esfuerzos tangenciales son nulos. Para valores del ángulo θ entre estos extremos, el valor de la resistencia será variable. La Figura 3.46a) presenta la curva teórica de resistencia de la roca anisótropa, con la porción curva correspondiente a la rotura por planos de debilidad y la porción recta correspondiente a la rotura a través del material rocoso. La Figura 3.46b) representa curvas reales obtenidas en laboratorio para diferentes valores del ángulo θ .

Esta variabilidad en la resistencia a compresión de la matriz rocosa supone una incertidumbre para asignar un valor de σ_1 representativo. En ocasiones es frecuente tomar el valor mínimo y adoptar así un margen de seguridad; sin embargo, en algunas aplicaciones en donde se tenga la seguridad de que no se darán roturas a favor de los planos de anisotropía, debe tomarse un valor de la resistencia adecuado a las situaciones reales de la obra.

La evaluación de la resistencia de la matriz rocosa en función de la dirección de anisotropía puede realizarse mediante:

- Ensayos de laboratorio en probetas con diferentes orientaciones de los planos de debilidad.
- Aplicación de criterios de rotura empíricos, como el de Mohr-Coulomb.

Las rocas anisótropas son difíciles de ensayar por la variabilidad de su resistencia, siendo necesarios numerosos ensayos para obtener parámetros representativos de todo el rango de resistencias.

La **presión intersticial** en la matriz rocosa porosa disminuye su resistencia, al actuar esta presión en contra de la tensión normal que se opone a la rotura, cumpliéndose el principio de la tensión efectiva:

$$\sigma'_n = \sigma_n - u$$

Esto sólo afecta a rocas porosas permeables, que permiten la entrada de agua y pueden llegar a saturarse. Muchas de las rocas pueden considerarse prácticamente impermeables, aunque bajo condiciones de presencia de agua, la saturación es cuestión de tiempo.

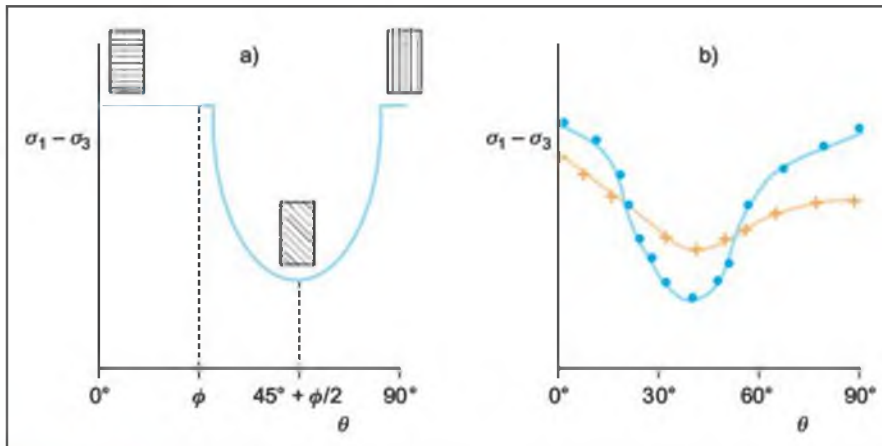


Figura 3.46 Variación de la resistencia a compresión en función del ángulo de aplicación de la carga. a) Teóricamente para valores de θ cercanos a 90° y para valores de θ entre 0° y ϕ no puede tener lugar la rotura a favor de un plano de debilidad preexistente, y la rotura del material rocoso tendrá lugar a través de estos planos. b) Curvas correspondientes a ejemplos reales a partir de ensayos en probetas para diferentes valores del ángulo θ .

Criterios de rotura

La resistencia de la **matriz rocosa isótropa** se puede evaluar mediante los criterios de rotura de Mohr-Coulomb y de Hoek y Brown. La principal diferencia entre ambos es que el primero es un criterio lineal y el segundo no lineal, más adecuado al comportamiento mecánico real de las rocas. A lo largo de las últimas décadas otros criterios de rotura han sido desarrollados por diferentes autores, generalmente con menor difusión y aplicación. Sheorey (1997) recoge en detalle los principales criterios de rotura existentes en la literatura sobre mecánica de rocas. El criterio de Griffith de 1921 (Jaeger y Cook, 1979; Paterson, 1978), desarrollado en base al estudio del cristal y del acero, es un clásico en mecánica de rocas; a pesar de que no es adecuado para su aplicación al material rocoso, ha sido muy útil para el estudio de la influencia de las microfisuras preexistentes en la rotura a tracción del material.

Criterio de Mohr-Coulomb

Este criterio expresa la resistencia al corte a lo largo de un plano en un estado triaxial de tensiones, obteniéndose la relación entre los esfuerzos normal y tangencial actuantes en el momento de la rotura mediante la expresión matemática:

$$\tau = c + \sigma_n \tan \phi$$

donde:

τ y σ_n son las tensiones tangencial y normal sobre el plano de rotura

c y ϕ son la cohesión y ángulo de rozamiento de la matriz rocosa.

El criterio puede expresarse igualmente en función de los esfuerzos principales σ_1 y σ_3 (Figura 3.47):

$$\sigma_1 = \frac{2c + \sigma_3 [\sin 2\theta + \tan \phi (1 - \cos 2\theta)]}{\sin 2\theta - \tan \phi (1 + \cos 2\theta)}$$

permitiendo obtener la resistencia en cualquier plano definido por θ . Para el plano crítico de rotura, $\theta = 45^\circ + \phi/2$, la expresión anterior tomará la forma:

$$\sigma_1 = \frac{2c \cos \phi + \sigma_3 (1 + \sin \phi)}{(1 - \sin \phi)}$$

Si se da la condición $\sigma_3 = 0$, σ_1 será la resistencia a compresión simple de la roca:

$$\sigma_1 = \sigma_c = \frac{2c \cos \phi}{1 - \sin \phi}$$

El criterio también proporciona el valor de la resistencia a tracción:

$$\sigma_t = \frac{2c \cos \phi}{1 + \sin \phi}$$

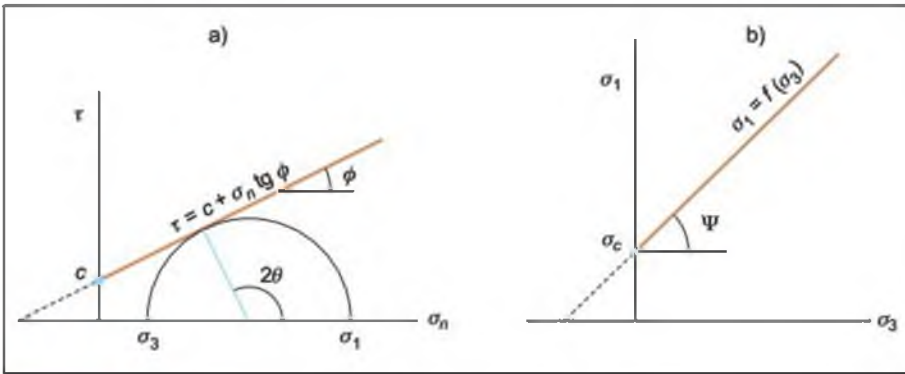


Figura 3.47 Envolventes de Mohr-Coulomb en términos de esfuerzos tangenciales y normales (a) y esfuerzos principales (b). Para un estado tensional situado por debajo de las rectas o envolventes no se producirá la rotura.

El criterio de Mohr-Coulomb implica que tiene lugar una fractura por corte al alcanzarse la resistencia de pico del material. La gran ventaja de este criterio es su sencillez. Sin embargo presenta inconvenientes debido a que:

- Las envolventes de la resistencia en roca no son lineales; se ha comprobado experimentalmente que la resistencia de las rocas aumenta menos con el incremento de la presión normal de confinamiento que lo obtenido al considerar una ley lineal, lo que puede implicar errores al considerar los esfuerzos actuantes, sobre todo en zonas de bajos esfuerzos confinantes (Figura 3.44).
- La dirección del plano de la fractura según este criterio no siempre coincide con los resultados experimentales.
- El criterio sobrevalora la resistencia a la tracción.

No obstante, si se utiliza este criterio lineal de rotura para evaluar la resistencia de la matriz rocosa, se pueden adoptar las siguientes recomendaciones:

- Suponer que el valor de la cohesión es un valor próximo al 10% de la resistencia a compresión simple de la matriz rocosa.
- Adoptar un valor del ángulo de rozamiento interno según el nivel de tensiones con el que trabaja, tomado de ensayos específicos o de tablas (Cuadro 3.13).

Criterio de Hoek y Brown

Para evaluar la resistencia de la matriz rocosa es más adecuado un criterio no lineal, donde la representación gráfica de la rotura es una curva de tipo cóncavo.

El propuesto por Hoek y Brown (1980) es un criterio empírico de rotura no lineal válido para evaluar la resistencia de la matriz rocosa isótropa en condiciones triaxiales:

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sqrt{m_i \sigma_c \sigma_3 + \sigma_c^2}$$

donde σ_1 y σ_3 son los esfuerzos principales mayor y menor en rotura, σ_c es la resistencia a compresión simple de la matriz rocosa y m_i es una constante que depende de las propiedades de la matriz rocosa.

El valor de σ_c debe ser determinado en ensayos de laboratorio o, en su defecto, a partir del ensayo PLT. Puede también estimarse a partir del Cuadro 3.7. El parámetro m_i puede obtenerse de la bibliografía cuando no sea posible obtenerlo a partir de ensayos triaxiales en la roca. El Cuadro 3.14 incluye los valores máximos de m_i para distintas litologías.

Mediante la ecuación anterior se puede dibujar la envolvente para la rotura (Figura 3.48). La Figura 3.49 muestra las relaciones entre los esfuerzos normalizados σ_1 y σ_3 para matriz rocosa.

El criterio expresado adimensionalmente, en términos de esfuerzos normalizados con respecto a σ_c , tiene la forma:

$$\frac{\sigma_1}{\sigma_c} = \frac{\sigma_3}{\sigma_c} + \sqrt{m_i \frac{\sigma_3}{\sigma_c} + 1}$$

La resistencia de la roca a compresión simple viene dada por la expresión anterior sustituyendo $\sigma_3 = 0$, y la resistencia a tracción se obtiene resolviendo para $\sigma_1 = 0$ y $\sigma_3 = \sigma_t$:

$$\sigma_t = \frac{1}{2} \sigma_c (m_i - \sqrt{m_i^2 + 4})$$

Valores de la constante m , para la matriz rocosa

Tipo de roca y valor de la constante m				
Sedimentarias clásticas	Conglomerado	(22)	Lutita	4
	Arenisca	19	Grauvaca	(18)
	Limolita	9		
Sedimentarias no clásticas	Caliza margosa	7	Caliza micrítica	8
	Brecha caliza	(20)	Yeso	16
	Caliza esparfítica	(10)	Anhidrita	13
Metamórficas	Mármol	9	Gneiss (*)	33
	Cuarcita	24	Esquisto (*)	4-8
	Migmatita	(30)	Filita (*)	(10)
	Anfibolita	25-31	Pizarra (*)	9
	Milonita	(6)		
Ígneas	Granito	33	Dionita	(28)
	Riolita	(16)	Andesita	19
	Granodiorita	(30)	Gabro	27
	Dacita	(17)	Basalto	(17)
Ígneas extrusivas piroclásticas	Aglomerado	(20)	Toba	(15)
	Brecha	(18)		

Hoek y Brown, 1997. Los valores entre paréntesis son estimados.
 (*) Valores obtenidos de ensayos en matriz rocosa con dirección de aplicación de la carga normal a los planos de foliación. El valor de m , será significativamente diferente si la rotura ocurre a favor de los planos de debilidad.

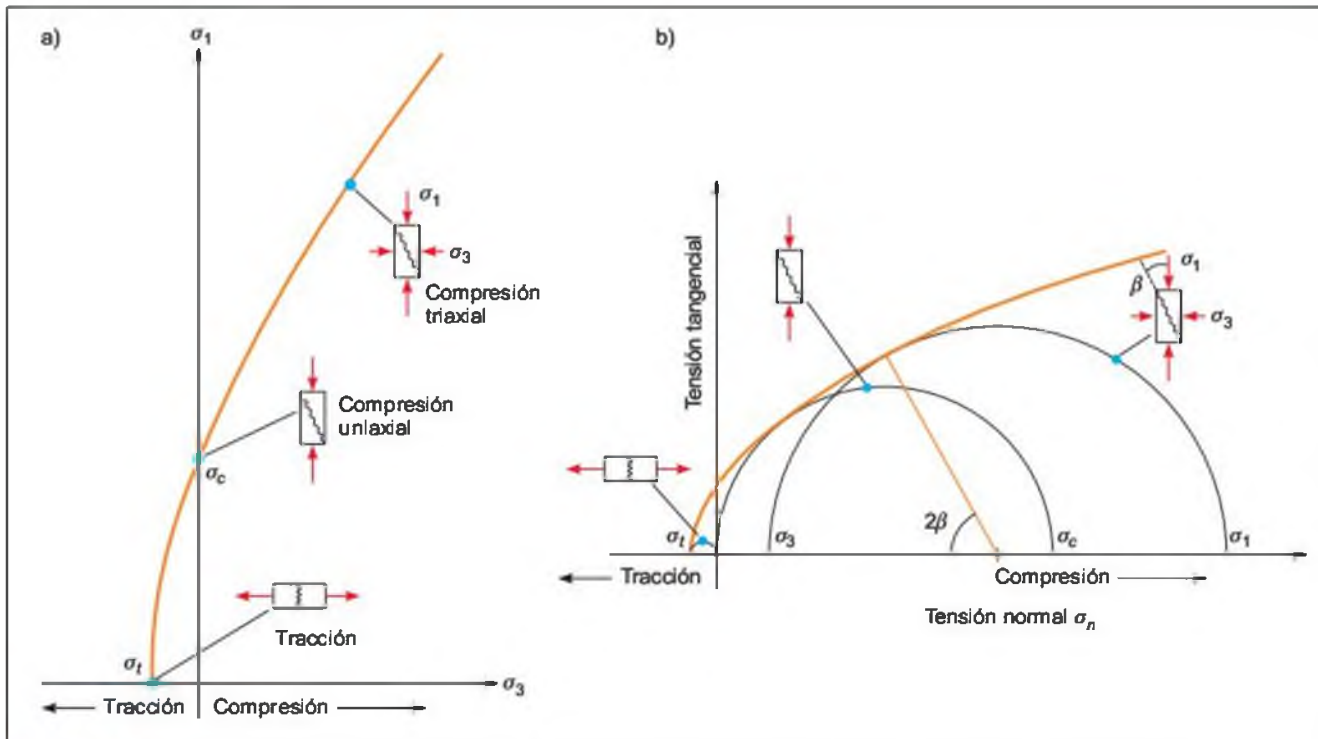


Figura 3.48 Envoltentes de rotura del criterio de Hoek y Brown en función de los esfuerzos principales (a) y de los esfuerzos normal y tangencial (b). Representación de las diferentes condiciones de esfuerzo para rotura de la matriz rocosa.

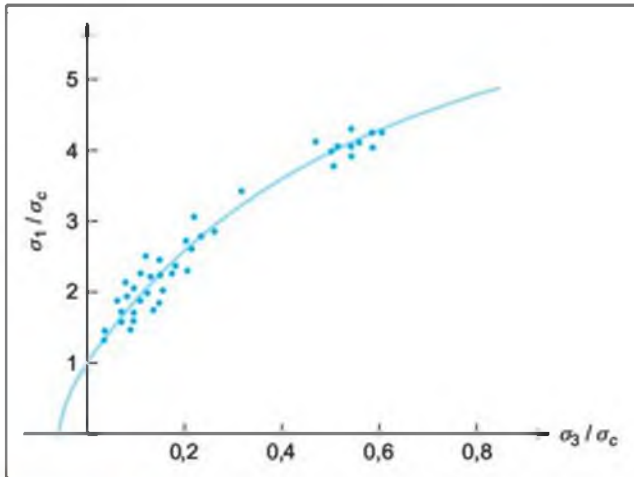


Figura 3.49 Representación de la envolvente de la resistencia de pico de la matriz rocosa en términos de esfuerzos normalizados.

La expresión del criterio de rotura en función de los esfuerzos tangenciales y normales es:

$$\tau = A\sigma_{ci} \left(\frac{\sigma_n - \sigma_t}{\sigma_{ci}} \right)^m$$

donde σ_t es la resistencia a tracción y A , B son constantes dependientes del valor de m .

Deformabilidad

La deformabilidad es la propiedad que tiene la roca para alterar su forma como respuesta a la actuación de fuerzas. Según sea la intensidad de la fuerza ejercida, el modo en que se aplica y las características mecánicas de la roca, la deformación será permanente o elástica; en este último caso el cuerpo recupera su forma original al cesar la actuación de la fuerza. En el Apartado 3.3 de este capítulo se han descrito las relaciones esfuerzo-deformación de las rocas y los comportamientos correspondientes a los modelos elástico y plástico. La deformabilidad de la roca se expresa por sus constantes elásticas E y ν :

$$E = \sigma/\varepsilon_{ax} \text{ (unidades de esfuerzo)}$$

$$\nu = \varepsilon_t/\varepsilon_{ax} \text{ (adimensional)}$$

El **módulo de Young**, E , define la relación lineal elástica entre el esfuerzo aplicado y la deformación producida en la dirección de aplicación del esfuerzo, y el coeficiente de Poisson, ν , define la relación entre la deformación transversal y axial. Ambas constantes se obtienen del **ensayo de compresión simple** y definen las características de la deformación elástica «estática» de la roca. Una roca dura con comportamiento

frágil presenta mayor módulo de Young y menor coeficiente de Poisson que una roca blanda con comportamiento dúctil.

En realidad, las rocas no presentan un comportamiento elástico lineal ideal, por lo que los valores de E y ν sufren variaciones. Si se aplica una carga axial a una probeta de material ideal elástico, isótropo y homogéneo, su volumen no variará a pesar de las deformaciones producidas. Si la probeta tiene 10 cm de altura y 5 cm de diámetro y se supone que tiene lugar una deformación axial del 4% de la longitud de la probeta, el coeficiente de Poisson es:

$$\nu = \varepsilon_t/\varepsilon_{ax} = [(r_i - r_f)/r_i]/[(10-9,6)/10]$$

donde r_i es el radio inicial y r_f el radio final de la probeta (antes y después de la deformación). Como el volumen permanece constante, se puede calcular el valor de r_f y obtener así el valor de ν , que será de 0,5. Este es el valor para materiales elásticos ideales. Las rocas siempre presentan valores inferiores, comprendidos por lo general entre 0,15 y 0,33.

Los valores de E y ν pueden también obtenerse a partir de las velocidades de las ondas elásticas V_p y V_s , medidas en el **ensayo de velocidad sónica** en laboratorio, correspondiendo en este caso a los valores «dinámicos». El módulo de Young dinámico es mayor que el estático: $E_d > E$.

En el Cuadro 3.15 se incluyen valores del módulo de Young estático y dinámico y del coeficiente de Poisson para diferentes rocas. Se indican los rangos más frecuentes de variación de estos parámetros, que en ocasiones son muy amplios debido a la alta variabilidad de propiedades físicas (porosidad, estructura mineral, cementación, etc.) y al carácter anisótropo de algunas rocas (presencia de laminación, esquistosidad, etc.). Para la mayoría de las rocas, el coeficiente de Poisson varía entre 0,25 y 0,33.

Ensayos de laboratorio de resistencia y deformabilidad

La composición de la mayoría de los materiales de construcción, tales como metales y hormigones, es uniforme y homogénea hasta el extremo de que las propiedades mecánicas de estos materiales, una vez que están emplazados, son virtualmente las mismas que se obtienen en ensayos de laboratorio. En las rocas no ocurre lo mismo, y los resultados de los ensayos deben ser interpretados teniendo en consideración sus limitaciones y grado de representatividad. Incluso en rocas aparentemente isótropas y homogéneas se dan direcciones preferentes de anisotropía y

Constantes elásticas de las rocas

Roca Intacta	Módulo de elasticidad estático, E $\text{kg/cm}^2 (\times 10^5)$	Módulo de elasticidad dinámico, E_d $\text{kg/cm}^2 (\times 10^5)$	Coefficiente de Poisson, ν
Andesita	3,0-4,0		0,23-0,32
Anfibolita	1,3-9,2	4,6-10,5	
Anhidrita	0,15-7,6		
Arenisca	0,3-6,1	0,5-5,6	0,1-0,4 (0,24-0,31)
Basalto	3,2-10	4,1-8,7	0,19-0,38 (0,25)
Caliza	1,5-9,0 (2,9-6,0)	0,8-9,9	0,12-0,33 (0,25-0,30)
Cuarcita	2,2-10 (4,2-8,5)		0,08-0,24 (0,11-0,15)
Diabasa	6,9-9,6	6,0-9,8	0,28
Diorita	0,2-1,7	2,5-4,4	
Dolomía	0,4-5,1	2,2-8,6	0,29-0,34
Gabro	1-6,5		0,12-0,20
Gneiss	1,7-8,1 (5,3-5,5)	2,5-10,5	0,08-0,40 (0,20-0,30)
Esquisto	0,6-3,9 (2,0)		0,01-0,31 (0,12)
Granito	1,7-7,7	1,0-8,4	0,1-0,4 (0,18-0,24)
Grauvaca	4,7-6,3	2,3-10,7	
Limolita	5,3-7,5	0,7-6,5	0,25
Lutita	0,3-2,2	1,0-7,0	0,25-0,29
Marga	0,4-3,4	1,0-4,9	
Mármol	2,8-7,2		0,1-0,4 (0,23)
Micaesquisto	0,1-2,0		
Pizarra	0,5-3,0		
Sal	0,5-2,0		0,22
Toba	0,3-7,6		0,24-0,29
Yeso	1,5-3,6		

Valores máximos y mínimos. Valores medios entre paréntesis.

Datos seleccionados a partir de Rahn (1986), Johnson y De Graff (1988), Goodman (1989), Walther (1999), Duncan (1999).

variaciones que influyen en los resultados de los ensayos de laboratorio.

Los métodos experimentales para determinar la resistencia y la deformabilidad de las rocas son independientes del criterio de rotura adoptado en cada caso; su finalidad es establecer las relaciones entre los esfuerzos y las deformaciones durante el proceso de carga y rotura, los esfuerzos a que está sometida la roca en el momento de la rotura y sus parámetros resistentes. Estos métodos son los ensayos de laboratorio de compresión uniaxial, compresión triaxial y tracción.

Con la realización de un número estadísticamente representativo de ensayos se pueden obtener los valores característicos de los parámetros resistentes de una roca a partir de las fuerzas aplicadas en el momento de la rotura; mediante la realización de ensayos adecuados se obtienen las curvas tensión-deformación re-

presentativas de su comportamiento (la ley o modelo de comportamiento), cuyo estudio es fundamental a la hora de caracterizar las propiedades deformacionales de los materiales rocosos.

En el Cuadro 3.16 se incluye una relación de los ensayos de laboratorio que permiten obtener los parámetros de resistencia y deformabilidad de la matriz rocosa. En la Figura 3.50 se presenta un esquema de los ensayos de resistencia.

Los ensayos de laboratorio se realizan sobre probetas cilíndricas de roca. Por lo general se utilizan testigos de sondeos, por lo que las dimensiones de las probetas suelen ser siempre pequeñas. Los ensayos deben ser realizados de una forma sistemática y los resultados deben ser estadísticamente representativos de la roca a investigar. Es importante definir claramente lo que se pretende medir y valorar.

Ensayos de laboratorio de resistencia y deformabilidad

Ensayos		Parámetros que se obtienen
Resistencia	Compresión simple	Resistencia a la compresión simple, σ_c
	Compresión triaxial	Cohesión (c), ángulo de rozamiento interno de pico (ϕ_p) y ángulo de rozamiento residual (ϕ_r)
	Tracción directa	Resistencia a la tracción, σ_t
	Tracción indirecta	Resistencia a la tracción, σ_t
Deformabilidad	Compresión simple	Módulos de deformación estáticos, E y ν
	Velocidad sónica	Módulos de deformación dinámicos, E_d y ν_d

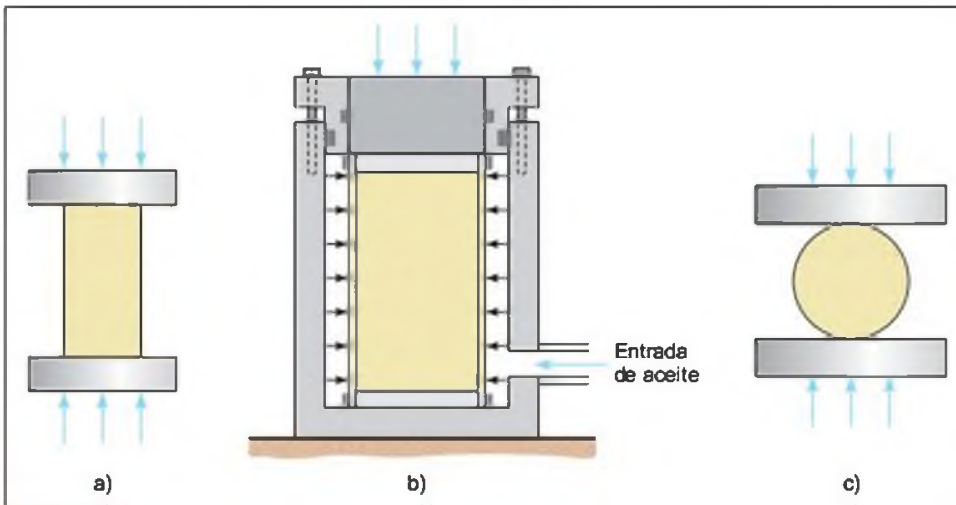


Figura 3.50 Esquemas de los ensayos de resistencia: a) uniaxial, b) triaxial, c) tracción indirecta o brasileño.

Los valores obtenidos dependerán de la naturaleza y condiciones de la roca (mineralogía, tamaño de grano y cementación, microfisuración, porosidad, grado de meteorización), y de las condiciones del ensayo (forma y volumen de la probeta, preparación y tallado de la misma, contenido en humedad, temperatura, velocidad de carga, dirección de aplicación de la carga, rigidez de la máquina de ensayo).

Ensayo uniaxial o de compresión simple

El ensayo permite determinar en laboratorio la resistencia uniaxial no confinada de la roca, o resistencia a compresión simple, σ_c , y sus constantes elásticas: el módulo de Young, E , y coeficiente de Poisson, ν . Es, por tanto, un ensayo para la clasificación de la roca por su **resistencia** y para la determinación de su **deformabilidad**. La relación entre los esfuerzos aplicados en el ensayo es: $\sigma_1 \neq 0$; $\sigma_2 = \sigma_3 = 0$.

PROCEDIMIENTO

El ensayo se realiza sobre un cilindro de roca, al que se aplica gradualmente fuerza axial hasta que se produce su rotura (Figuras 3.51, 3.52 y 3.53). En máquinas de ensayo convencionales, la variable de control es la fuerza, cuya magnitud y velocidad de aplicación puede ser controlada. Las deformaciones axiales que se van produciendo en la probeta se miden mediante comparadores o bandas extensométricas. Durante el ensayo se van registrando las curvas esfuerzo-deformación axial σ - ϵ_{ax} de la probeta. Pueden igualmente medirse las deformaciones radiales o transversales de la probeta, obteniéndose la curva σ - ϵ_r .

La ISRM (1979) establece una serie de recomendaciones con respecto al tallado de las probetas:

- Las probetas deben ser cilindros con una relación $L/D = 2,5-3$ y con $D > 54$ mm. El diámetro D será al menos 10 veces mayor que el mayor tamaño de grano de la roca.



Figura 3.51 Máquinas para el ensayo uniaxial (fotos M. Ferrer).

- Las bases de la probeta deben ser planas y paralelas y perpendiculares al eje del cilindro.

Deben ser realizados, al menos, 5 ensayos para la caracterización de la matriz rocosa.

■ INTERPRETACIÓN

La Figura 3.54 muestra un ejemplo de las curvas esfuerzo-deformación obtenidas de este ensayo. Las curvas presentan una rama ascendente hasta alcanzarse la resistencia de pico, σ_c , y una rama descendente que refleja la pérdida de resistencia. El valor de la fuerza máxima que soporta la probeta dividido por el área sobre la que se aplica la fuerza es su resistencia a compresión simple. Este parámetro depende, hasta cierto punto, de la forma y tamaño de la probeta, del contenido en humedad, del régimen y velocidad de la carga aplicada, etc.



Figura 3.52 Probetas preparadas para el ensayo de compresión simple, con bandas extensométricas y comparadores para la medida de las deformaciones axial y transversal o radial (fotos M. Ferrer).

Si bien se asume que la fractura de la roca por compresión ocurre al alcanzarse la resistencia de pico, experimentalmente se ha comprobado que el proceso de rotura y la generación de microfisuras comienza para esfuerzos previos al de pico, entre el 50 % y el 95 % de la resistencia a compresión simple, σ_c (Brady y Brown, 1985).

La rama ascendente de la curva σ - ϵ_{ax} presenta una parte donde la relación entre la carga aplicada y la deformación producida es lineal, y se puede asumir que



Figura 3.53 Probetas rotas a compresión simple (fotos M. Ferrer).

se cumple la ley de Hooke: $E = \sigma/\epsilon = \text{constante}$. El módulo de Young, E , es una constante en materiales elásticamente lineales, donde las deformaciones son recuperables.

Un gran porcentaje de los materiales rocosos son relativamente elásticos, o se comportan de una forma relativamente elástica; es decir, cuando son sometidos a una carga y se deforman, al ser retirada esta carga desaparece la deformación. Sin embargo, solamente parte de ellos presenta una elasticidad lineal o se aproxima a este comportamiento; para el resto, el módulo de deformación E varía a lo largo del ensayo, no siendo una constante para el material. También el comportamiento de un mismo tipo de rocas varía en función de diferentes factores geológicos y de condiciones ambientales.

A partir de los valores del esfuerzo y de las deformaciones de la probeta en su campo elástico, se obtienen las constantes elásticas estáticas de la roca, $E = \sigma/\epsilon_{ax}$ y $\nu = \epsilon_t/\epsilon_{ax}$ (Recuadro 3.7).

Tras alcanzarse la resistencia de pico, la roca puede seguir manteniendo carga, y perder su resistencia gradualmente. La porción post-pico de la curva esfuerzo-deformación de la probeta sólo puede ser registrada si se emplean máquinas de ensayo rígidas o servo-controladas. El registro de esta porción permite conocer el comportamiento de la roca tras la rotura, aspecto importante en el diseño de excavaciones en rocas blandas.

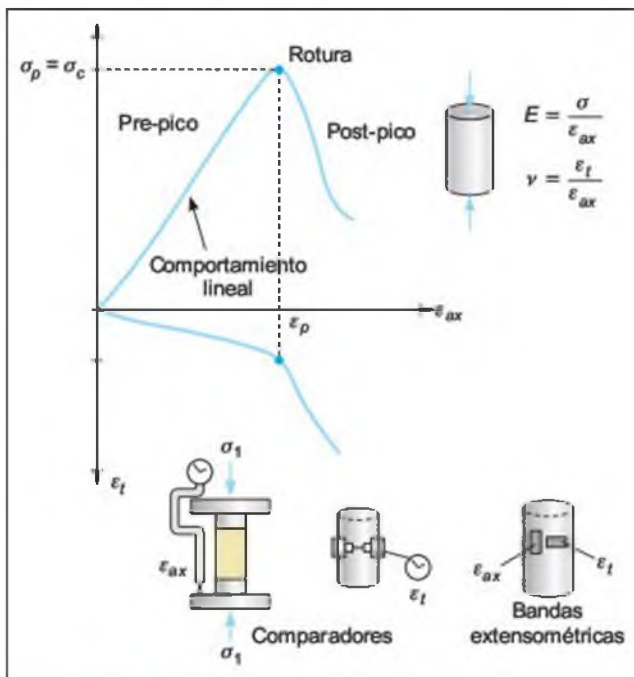


Figura 3.54 Curvas esfuerzo-deformación. $\sigma-\epsilon_{ax}$ y $\epsilon_{ax}-\epsilon_t$, obtenidas del ensayo de compresión simple.

FACTORES QUE AFECTAN A LA MEDIDA DE LA COMPRESIÓN UNIAIXIAL DE LAS ROCAS

En los resultados de los ensayos de laboratorio influyen tanto los factores referentes a la naturaleza y condición de la roca como a las condiciones del ensayo. Con respecto a los segundos los más importantes son:

- Forma y volumen de la probeta.
- Preparación y tallado de la probeta.
- Dirección de aplicación de la carga (en rocas con anisotropía).
- Velocidad de aplicación de la carga.

La distribución de esfuerzos varía con la geometría de la probeta. La Figura 3.55 muestra los efectos de la relación longitud/diámetro, L/D , en los resultados de los ensayos. La causa de la variación se debe principalmente a la fricción entre la probeta y la placa de aplicación de la carga. La resistencia a compresión simple disminuye al aumentar el volumen de la probeta.

El efecto de concavidad que suele aparecer al inicio de la rama elástica de la curva esfuerzo-deformación, puede ser considerablemente reducido si se consigue el paralelismo de las bases de la probeta.



Recuadro 3.7

Cálculo de las constantes elásticas de la roca: módulo de Young, E , y coeficiente de Poisson, ν

El módulo de Young puede determinarse de las siguientes formas:

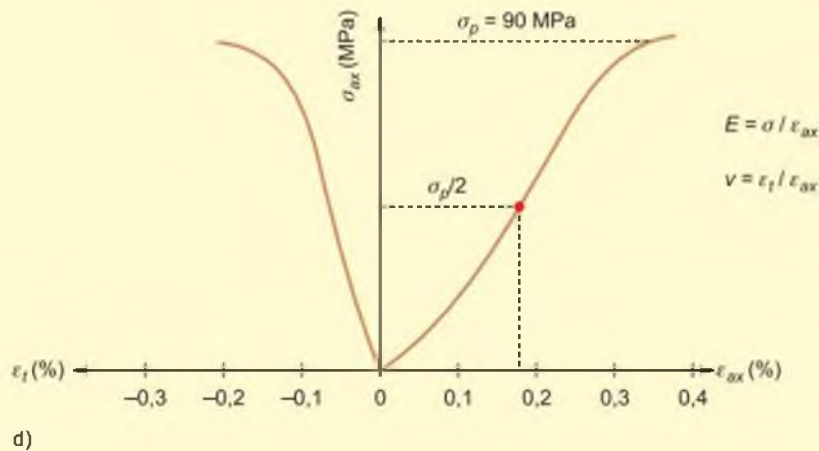
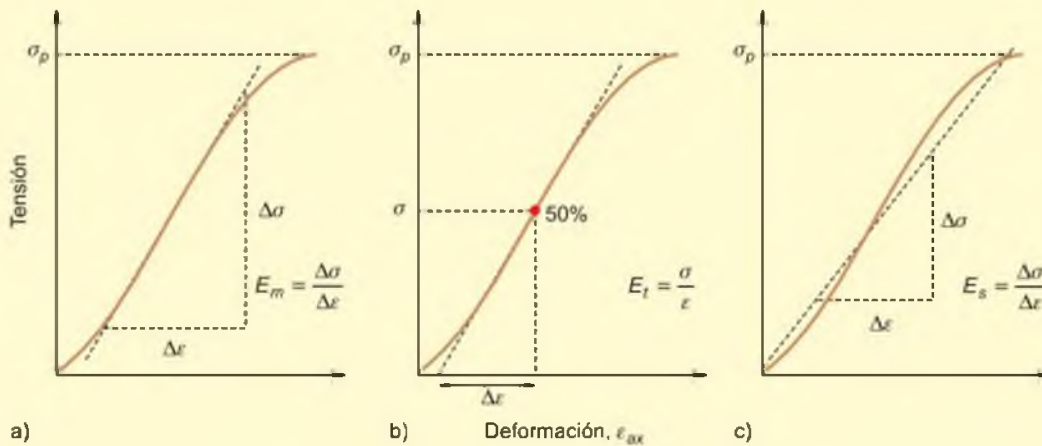
- Módulo medio E_m , o pendiente de la porción recta de la curva.
- Módulo tangente E_t , o pendiente de la curva en un punto determinado de la misma (generalmente al 50% de la resistencia de pico).
- Módulo secante E_s , o pendiente de la línea recta que une el origen de la curva con la resistencia de pico.

Las dos primeras aportan valores más representativos, y además suelen coincidir los resultados. Para el ejemplo del gráfico d) los valores medidos son:

$$E_m = 34 \times 10^3 \text{ MPa} \quad ; \quad E_t = 34 \times 10^3 \text{ MPa}$$

$$E_s = 25,5 \times 10^3 \text{ MPa}$$

El valor del coeficiente de Poisson medido para la porción recta de la curva $\varepsilon_r - \sigma_{ax}$ es: $\nu = 0,40$.



σ_{ax} = Fuerza axial / Área inicial de la probeta.

ε_{ax} = Deformación axial.

ε_r = Deformación radial o transversal.

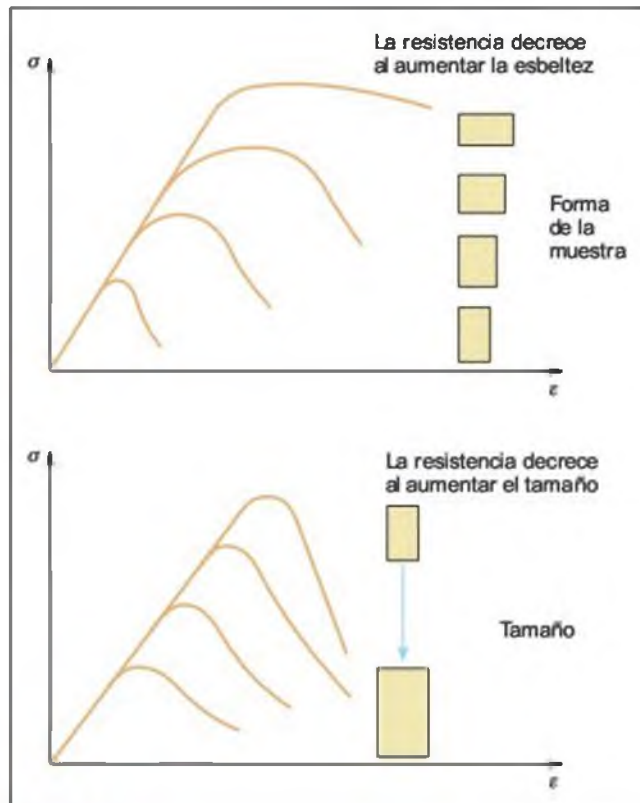


Figura 3.55. Variación de la resistencia a compresión simple en función de la forma y tamaño de la probeta.

Los efectos relacionados con la dirección de aplicación de la carga en rocas anisótropas han sido discutidos anteriormente en este Apartado. Por último, para minimizar la influencia de la **velocidad de aplicación de la carga**, la ISRM (1979) recomienda rangos de carga de 0,5 a 1 MPa/s, que corresponden aproximadamente a un tiempo de 5-10 minutos hasta alcanzarse la resistencia de pico (para materiales resistentes en general). Una aplicación rápida puede producir roturas violentas y una sobrevaloración de la resistencia del material.

■ REGISTRO DE LA CURVA COMPLETA ESFUERZO-DEFORMACIÓN

En un ensayo de compresión tanto la probeta como la máquina de ensayo se deforman al ir aumentando las cargas aplicadas, y ambas van almacenando energía de deformación durante el ensayo en una cuantía proporcional a su rigidez.

El que se pueda registrar la curva completa esfuerzo-deformación de un material rocoso depende de la rigidez relativa de la probeta y de la máquina de ensayo. La rigidez, K , de un miembro elástico se define como la fuerza necesaria para provocar un desplazamiento unitario, s , en la dirección de aplicación de la carga P :

$$K = P/s$$

que en función del esfuerzo y la deformación se puede expresar como:

$$K = EA/l$$

siendo E el módulo de Young, A el área de aplicación de la carga P y l la longitud del cuerpo (máquina o probeta) en la dirección de aplicación de la carga.

La cantidad de energía de deformación, W , almacenada en un cuerpo elástico al serle aplicada una carga se define (Figura 3.56):

$$W = 1/2 P s \quad \text{ó} \quad W = P^2/2K$$

Cuanto menor es el valor de la rigidez de la máquina de ensayo, K_m , mayor será la energía elástica almacenada en la máquina durante el proceso de aplicación de la carga. Si $K_m < K_{probeta}$, al alcanzarse la resistencia de pico de la probeta, la energía de deformación almacenada en la máquina, ΔW_m , se libera de forma brusca y la probeta no puede absorber la energía liberada. La máquina de ensayo es «blanda» con respecto a la probeta, y se produce la rotura violenta (Figura 3.56a)). La porción post-pico de la curva no puede ser correctamente registrada; el ensayo proporciona las relaciones tenso-deformacionales hasta la resistencia de pico, pero no aporta información de las características de la roca una vez sobrepasada ésta.

Por el contrario, si $K_m > K_p$, la máquina es «rígida» con respecto a la probeta, ésta es capaz de absorber paulatinamente la energía que libera la máquina, $\Delta W_m < \Delta W_p$, y la porción post-pico de la curva puede ser correctamente registrada (Figura 3.56b)). En este caso, el sistema máquina-probeta es estable.

El registro de las curvas post-pico permite estudiar el mecanismo de fractura completo de la roca. La propagación de la fractura, una vez alcanzada la resistencia de pico, es «estable» cuando debe aportarse energía a la probeta para que continúe la rotura (Clase I, Figura 3.57), e «inestable» cuando la energía debe ser retirada para prevenir su rotura violenta (Clase II). En base a estos dos tipos de comportamiento, se clasifica la región post-pico de la curva.

En rocas muy frágiles y homogéneas, incluso con máquinas rígidas, no es posible registrar la región post-pico de la curva de deformación. En estos casos, se emplean **máquinas servo-controladas**, que permiten programar el rango o velocidad de aplicación de alguna de las variables del ensayo, esfuerzo o deformación, para que sea ésta la que controle el proceso de rotura de la roca (Figura 3.58). A lo largo del ensayo, se va comparando instantánea y electrónicamente la medida de la variable seleccionada con los valores programados, de tal forma que el sistema reacciona y una servo-

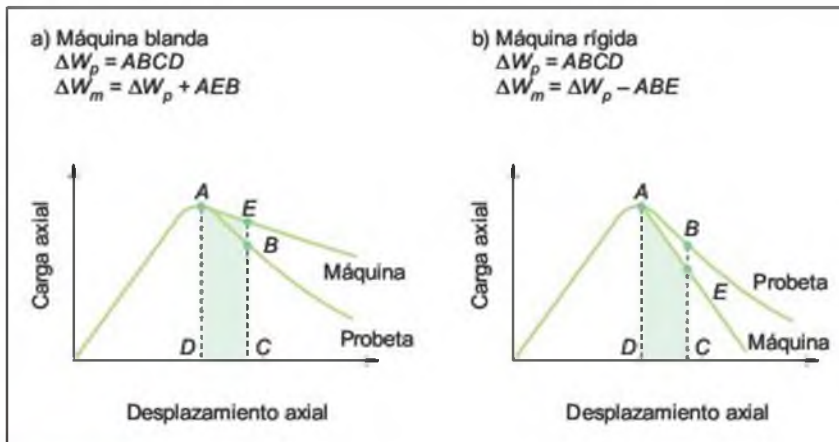


Figura 3.56 Curvas de descarga post-pico en máquina de ensayo blanda (a) y rígida (b) con respecto a la probeta (modificado de Brady y Brown, 1985).

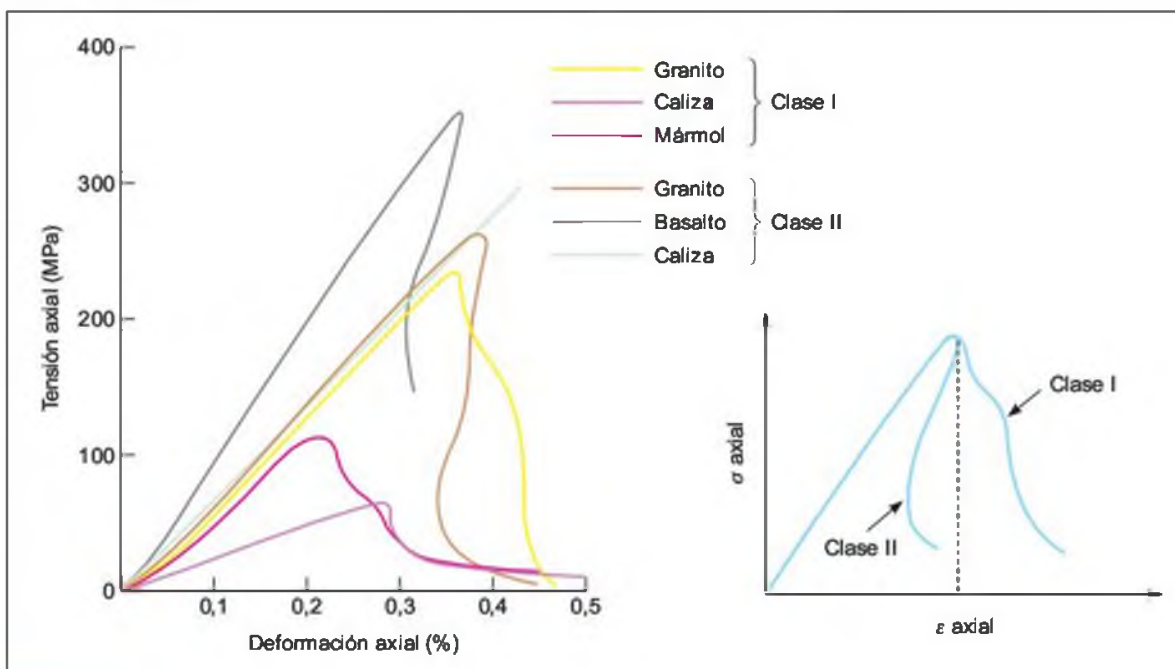


Figura 3.57 Comportamiento esfuerzo-deformación en compresión uniaxial correspondientes a la Clase I y Clase II. Ejemplos para seis tipos de rocas (Wawersick y Fairhurst, 1970).

válvula va aplicando o retirando presión hasta ajustarse la carga a los rangos preestablecidos.

Este sistema permite utilizar la deformación como variable de control del ensayo, obteniéndose el registro completo de la curva post-pico en cualquier tipo de roca. Brady y Brown (1985) y Hudson y Harrison (2000) describen las bases del sistema de servo-control y su aplicación a los ensayos de compresión de las rocas.

Ensayo de compresión triaxial

Este ensayo representa las condiciones de las rocas *in situ* sometidas a esfuerzos confinantes, mediante la aplicación de presión hidráulica uniforme alrededor de la probeta. Permite determinar la envolvente o línea de resistencia del material rocoso ensayado, a partir de la que se obtienen los valores de sus **parámetros resistentes** cohesión c y fricción ϕ . El ensayo



Figura 3.58 Máquina servo-controlada para ensayos de compresión (foto M. Ferrer).

de compresión triaxial es el más extendido de los ensayos de compresión multiaxial en mecánica de rocas. La relación entre los esfuerzos aplicados a la probeta es: $\sigma_1 > \sigma_2 = \sigma_3 \neq 0$.

■ **PROCEDIMIENTO**

El ensayo se realiza sobre probetas semejantes a las del ensayo uniaxial, que se introducen en cilindros de acero en cuyo interior se aplica la presión hidráulica sobre las paredes de la probeta. Ésta se rodea de una membrana impermeable flexible para aislarla del líquido a presión.

Al inicio del ensayo se aplican simultáneamente la carga axial y la presión confinante, de tal forma que sean aproximadamente iguales los rangos de ambos esfuerzos. Una vez alcanzado el nivel de presión confinante deseado, se aplica carga axial hasta conseguir la rotura de la probeta. La presión confinante debe mantenerse constante a lo largo de todo el ensayo.

Los datos a registrar durante el experimento son la carga o el esfuerzo axial σ_1 , la deformación axial, el ángulo del plano de fractura y, en su caso, el ángulo

que forman los planos de anisotropía con respecto a la dirección de la carga axial. Las deformaciones se miden con bandas extensométricas fijadas directamente sobre la roca.

En la Figura 3.59 se esquematiza una célula triaxial con los componentes necesarios para la realización del ensayo y las bandas extensométricas adheridas a la probeta para el registro de las deformaciones.

Cuando la probeta comienza a ser cargada, se comprime radialmente (a causa de la presión confinante) hasta un momento en que comienza a «dilatarse» como resultado de la fracturación interna del material (Figuras 3.60 y 3.61). Esta dilatación, que comienza en la región elástica, continúa en la región postpico del ensayo. La dilatación decrece con el aumento de la presión confinante, pudiendo llegar a ser inexistente en ensayos con altos valores de σ_3 .

■ **INTERPRETACIÓN**

Los resultados del ensayo de compresión triaxial dependerán fundamentalmente, además de las características de la roca, de la presión confinante aplicada.

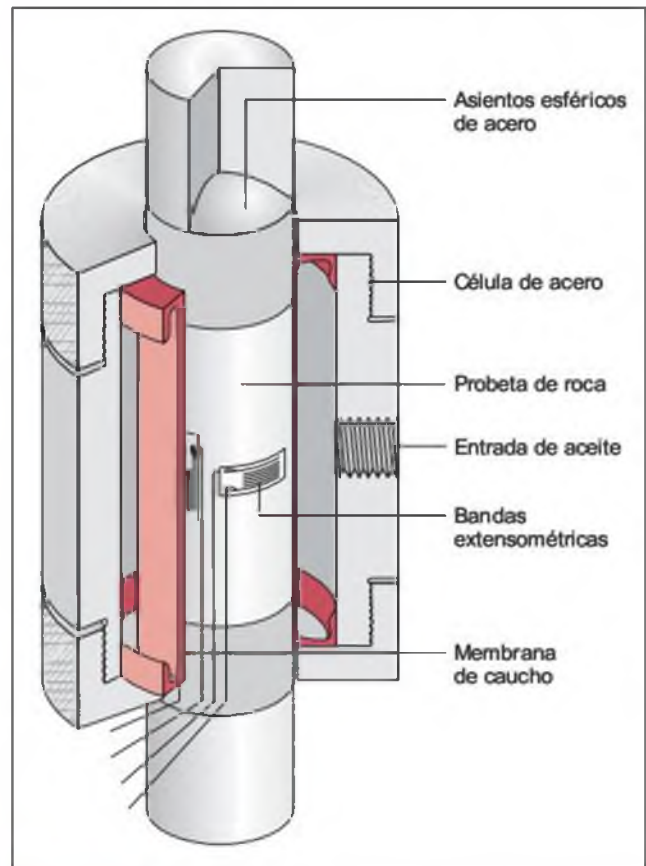


Figura 3.59 Esquema de una célula triaxial (Hoek y Brown, 1980).

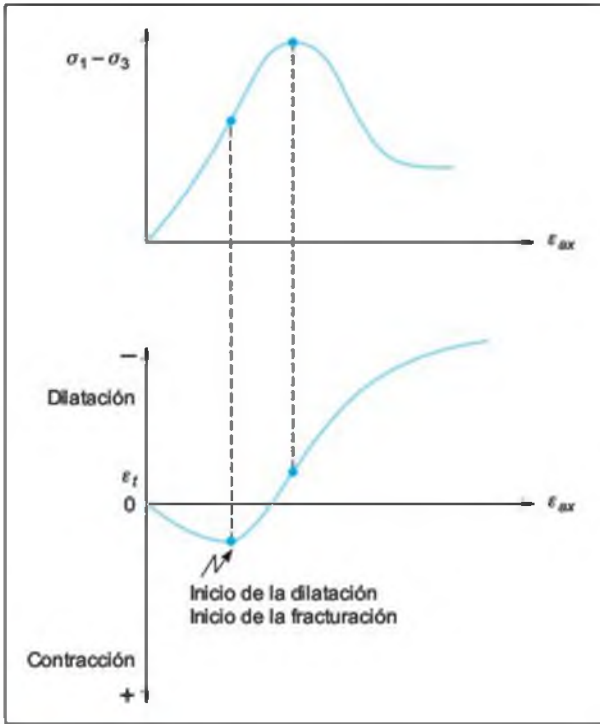


Figura 3.60 Deformación volumétrica en el ensayo de compresión triaxial.

El valor de la resistencia compresiva para un determinado valor de σ_3 se obtiene dividiendo la fuerza aplicada por la sección de la probeta. La resistencia de pico será diferente en cada caso, aumentando según lo hace σ_3 . En la Figura 3.62 se presentan las curvas obtenidas en ensayos triaxiales para diferentes valores de presión confinante.

La interpretación de los resultados de este ensayo se basa en la aplicación del criterio de rotura de Mohr-Coulomb. A partir de las curvas σ - ϵ obtenidas para diferentes valores de σ_3 , se pueden dibujar los círculos de Mohr y la envolvente de rotura, que proporciona los valores de c y ϕ del material ensayado (Recuadro 3.8).

■ **FACTORES QUE AFECTAN A LOS RESULTADOS DEL ENSAYO DE COMPRESIÓN TRIAXIAL**

La **presión confinante** controla los resultados que se obtienen del ensayo triaxial. Su incremento da lugar a (Figura 3.62):

- Aumento de la resistencia de pico (aunque generalmente no es un incremento lineal).
- Transición de comportamiento frágil a dúctil en la probeta y en los mecanismos de deformación.
- La región correspondiente al pico de la curva se alarga y suaviza.

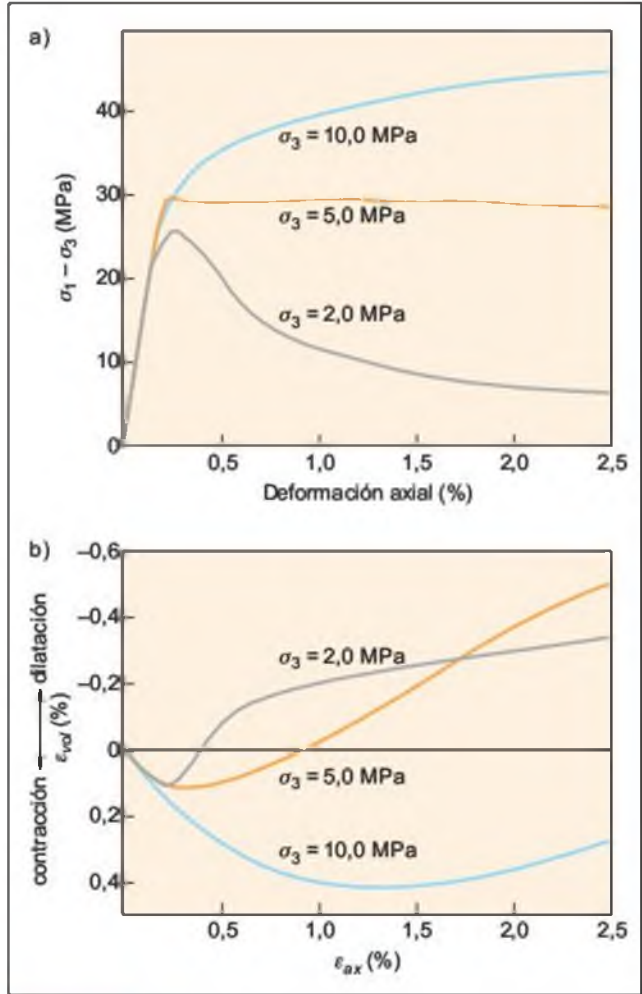


Figura 3.61 Resultados del ensayo de compresión triaxial sobre una caliza oolítica, con medidas de deformación volumétrica (Elliot, 1982; en Brady y Brown, 1985).

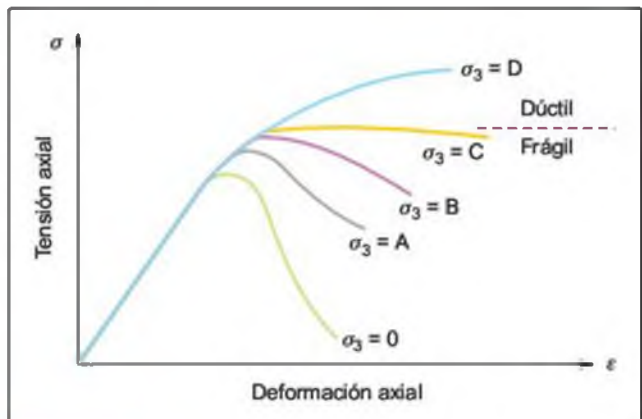
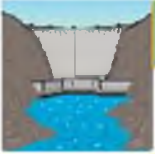


Figura 3.62 Curvas esfuerzo-deformación de ensayos triaxiales en roca para diferentes valores de presión confinante crecientes desde 0 hasta D. A partir de un determinado valor de σ_3 el comportamiento de la roca pasa de frágil a dúctil.

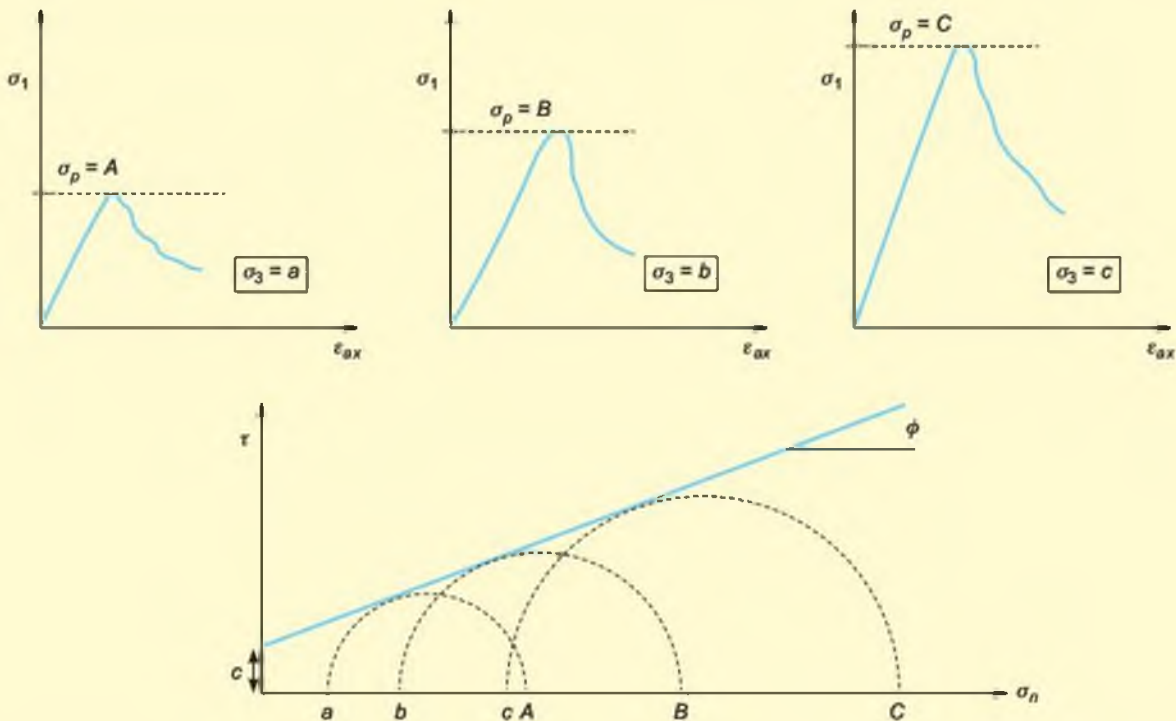


Recuadro 3.8

Ejemplo de cálculo de los parámetros resistentes c y ϕ a partir de ensayos triaxiales

A partir de las curvas $\sigma_1 - \epsilon_{ax}$ obtenidas en cada ensayo, se toman los valores de la resistencia de pico, $\sigma_p = \sigma_1$, que se emplean para dibujar los correspondientes círculos de Mohr en un diagrama $\sigma_n - \tau$. Se dibuja la línea tangente a

los círculos, que representa la envolvente de rotura del material ensayado, y sobre ésta se leen directamente los valores de cohesión y fricción representativos del material.



- La región de la curva post-pico, hasta alcanzar la resistencia residual, se reduce y llega a desaparecer para altas presiones confinantes.

La presión de transición frágil-dúctil para la roca se define como la presión confinante a la cual ocurre un cambio en los mecanismos de deformación frágiles a dúctiles, y se manifiesta por curvas esfuerzo-deformación horizontales a partir de la resistencia de pico, típicas de comportamientos dúctiles. En la mayoría de las rocas resistentes esta presión puede considerarse del orden de $\sigma_1 > 3,5\sigma_3$.

La Figura 3.61b) muestra la influencia de la presión confinante en la dilatación de las probetas como consecuencia de la fracturación interna: la «cantidad» de dilatación decrece con el incremento de la presión. En

la Figura 3.61a), para la curva $\sigma_3 = 2$ MPa, se llega a valores residuales del material después de una marcada resistencia de pico; para la curva $\sigma_3 = 5$ MPa, esta tendencia está menos acusada, alcanzándose valores residuales cercanos a los de pico; finalmente, para la curva $\sigma_3 = 10$ MPa, no existe una resistencia de pico diferenciada, produciéndose un endurecimiento al haberse sobrepasado la presión de transición frágil-dúctil.

La **presión intersticial**, u , en caso de rocas permeables, contrarresta la influencia de la presión confinante, de tal forma que la respuesta mecánica de la roca viene controlada por la presión efectiva: $\sigma_3' = \sigma_3 - u$. Para un mismo valor de σ_3 , el incremento de u da lugar a la disminución de la resistencia de pico de la roca y a modelos de comportamientos más

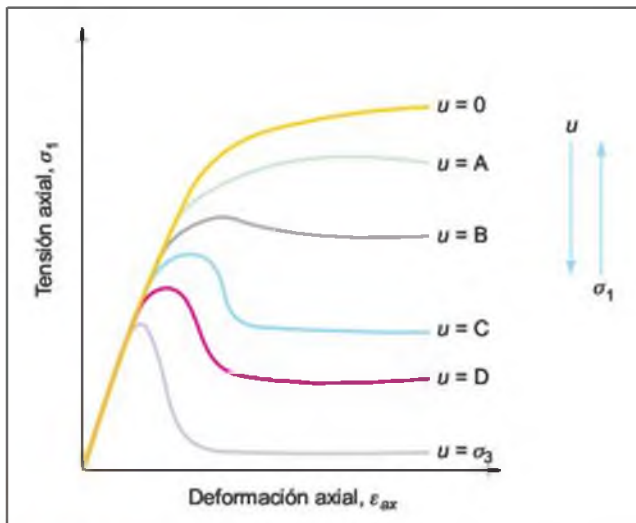


Figura 3.63 Influencia de la presión intersticial o de poros, u , en el comportamiento de la roca para presión confinante σ_3 constante. Presión de poros creciente desde 0 hasta $u = \sigma_3$.

frágiles. Es decir, se producen efectos contrarios a los que provoca el aumento de la presión confinante.

El incremento de **temperatura** en ensayos triaxiales produce generalmente un descenso de la resistencia de pico y de la presión de transición frágil-dúctil.

La presencia de **microfisuras** preexistentes en las rocas influye en los resultados obtenidos en los ensayos y en el modelo de las curvas esfuerzo-deformación.

La presión confinante no influye sobre la orientación del plano de rotura.

Ensayos de resistencia a tracción

■ ENSAYO DE TRACCIÓN DIRECTA

Consiste en medir directamente la resistencia a tracción uniaxial de un cilindro de roca. Para ello se sujeta firmemente por sus extremos la probeta y se aplica una fuerza traccional uniaxial en la dirección de la mayor longitud de la probeta, hasta conseguir su rotura. En los extremos del cilindro se pegan mediante resinas dos cabezales sobre los que se efectúa la tracción. También se puede tallar la probeta con unos ensanchamientos extremos que se solidarizan con el sistema de tracción.

La relación L/D de la probeta debe ser 2,5 a 3, y el diámetro no menor de 54 mm. Las bases del cilindro deben ser lisas y paralelas, perpendiculares a la dimensión máxima. Se deben seguir las mismas especificaciones en cuanto a preparación y tallado de probeta que para los ensayos de compresión. La fuerza

traccional se aplica de forma continua con un rango uniforme, entre 0,5 y 1,0 MPa/s, de tal forma que la rotura se produzca en unos pocos minutos. La resistencia traccional σ_t se calcula dividiendo la fuerza aplicada en el momento de la rotura por el área circular de la probeta. Se recomiendan al menos 5 ensayos para la determinación de un valor representativo de la resistencia traccional (ISRM, 1981).

Estos ensayos son difíciles de realizar, tanto por el problema de tallar las probetas de forma especial, como por asegurar un perfecto pegado de la probeta a los cabezales de tracción.

■ ENSAYO DE TRACCIÓN INDIRECTA O BRASILEÑO

Consiste en medir la resistencia a tracción uniaxial de una probeta de roca indirectamente, asumiendo que la rotura se produce por tracción cuando la roca se somete a un estado de esfuerzos biaxial, con un esfuerzo principal traccional y otro compresivo de magnitud no superior a 3 veces el esfuerzo traccional.

Se aplica una carga vertical compresiva sobre un disco o cilindro de roca, que se coloca en horizontal entre dos placas a través de las cuales se transmite la fuerza, hasta conseguir su rotura. Se pueden emplear placas planas o esféricas cóncavas para transmitir las cargas, que deberán ser perfectamente paralelas (Figura 3.64).

La carga se aplica con un rango tal que se consiga la rotura de la roca en unos 15-30 s; la ISRM (1981)

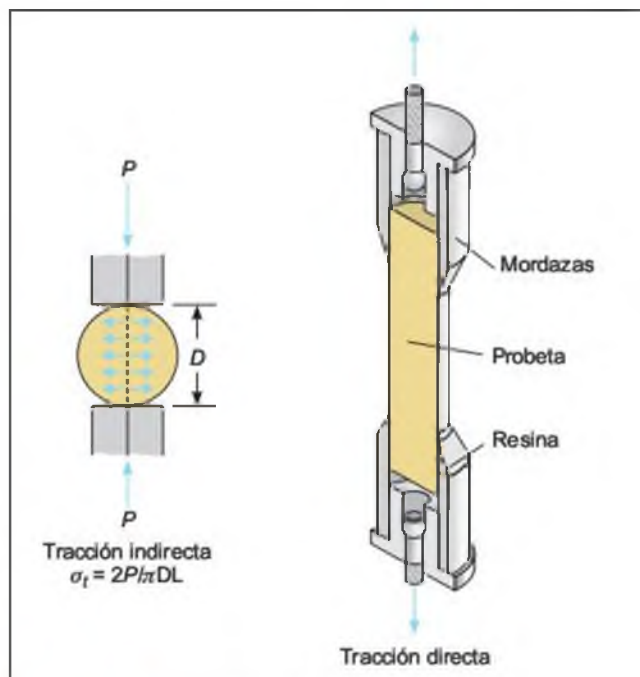


Figura 3.64 Esquema de los ensayos de tracción.

recomienda un rango de 200 N/s. Deben seguirse las mismas recomendaciones dadas en los apartados previos en cuanto a preparación y tallado de probetas.

La carga compresiva produce una compleja distribución de esfuerzos en la probeta. La resistencia a tracción se obtiene mediante la fórmula:

$$\sigma_t = 2P/\pi DL$$

donde:

- P = carga que produce la rotura.
- D = diámetro de la probeta.
- L = longitud de la probeta.

Velocidad de ondas sínicas

El ensayo de velocidad sínica permite medir la velocidad de las ondas elásticas longitudinales y transversales, V_p y V_s , al atravesar una probeta de roca seca o saturada. La velocidad de las ondas está relacionada con las características mecánicas del material, su resistencia y su deformabilidad, y a partir de ella se calculan los módulos de deformación elásticos dinámicos: E_d y ν_d .

El ensayo consiste en transmitir ondas longitudinales mediante compresión ultrasónica y medir el tiempo que tardan dichas ondas en atravesar la probeta. De igual forma se transmiten ondas transversales o de corte mediante pulsos sínicos y se registran los tiempos de llegada. Las velocidades correspondientes, V_p y V_s , se calculan a partir de los tiempos. El transmisor o generador de la fuerza compresiva y de los pulsos se fija sobre un extremo de la probeta, y en el otro se sitúa el receptor que mide el tiempo que tardan las ondas en atravesar la longitud de la muestra de roca. El receptor puede también colocarse en un lateral de la probeta, variando así la distancia a recorrer por las ondas. Las probetas pueden ser cilindros o bloques rectangulares, recomendándose que su mínima dimensión sea al menos de 10 veces la longitud de onda (ISRM, 1981).

La velocidad de las ondas de corte V_s es aproximadamente dos tercios de la velocidad V_p de las ondas longitudinales. Los **módulos elásticos dinámicos** del macizo, E_d y ν_d , se obtienen a partir de las fórmulas:

$$E_d = \rho V_p^2 \frac{(1 - 2\nu_d)(1 + \nu_d)}{(1 - \nu_d)} \quad E_d = 2\rho V_s^2(1 + \nu_d)$$

$$\nu_d = \frac{(V_p/V_s)^2 - 2}{2[(V_p/V_s)^2 - 1]}$$

donde ρ es la densidad del material rocoso (kg/m^3) y V_p y V_s son las velocidades de las ondas longitudinales y de cizalla (m/s):



Figura 3.65 Aparato para el ensayo de velocidad sínica (foto L. G. de Vallejo).

$$V_p = \left[\frac{E_d}{\rho} \frac{1 - \nu_d}{(1 + \nu_d)(1 - 2\nu_d)} \right]^{1/2}$$

$$V_s = \left[\frac{E_d}{\rho} \frac{1}{2(1 + \nu_d)} \right]^{1/2}$$

$$\frac{V_p}{V_s} = \left[2 \frac{(1 - \nu_d)}{(1 - 2\nu_d)} \right]^{1/2}$$

El valor del módulo de deformación dinámico E_d es mayor que el determinado a partir de ensayos de compresión uniaxial, ya que la rápida aplicación de esfuerzos de baja magnitud hace que la roca tenga un comportamiento puramente elástico.

El valor de V_p , además de correlacionarse linealmente con la deformabilidad de la roca, es indicativo de su calidad, como se describe en el Apartado 3.2, al estar relacionado con propiedades como la porosidad y la resistencia a compresión simple (Figura 3.66). El coeficiente de Poisson no presenta una relación definida con V_p .

Limitaciones de los ensayos de laboratorio

Los ensayos de laboratorio son necesarios para determinar las propiedades de las rocas, constituyendo uno de los aspectos más importantes de la mecánica de rocas. El tipo y número de ensayos a realizar depende, principalmente, de la finalidad de las investigaciones y del tipo de proyecto; el tamaño, número y lugar de procedencia de las muestras a ensayar depende del problema de ingeniería geológica a resolver y de los condicionamientos económicos.

Los ensayos de laboratorio no proporcionan las propiedades de los macizos rocosos, aunque aportan valores que a veces pueden ser extrapolados o corre-

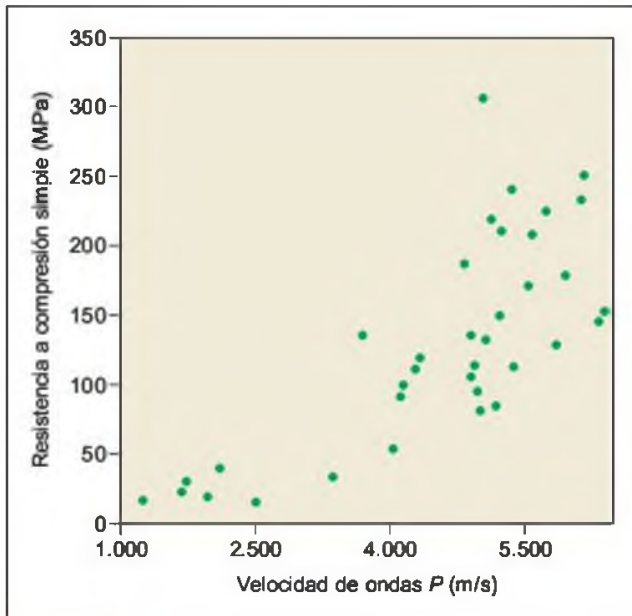


Figura 3.66 Relaciones entre la velocidad de las ondas sónicas y la resistencia a compresión simple (modificado de Johnson y De Graff, 1988).

lacionados con las propiedades fundamentales de los mismos. Su ventaja es que son más asequibles que los ensayos de campo, y puede realizarse un gran número de ellos en condiciones variables. Sin embargo, los ensayos de laboratorio y los resultados que a partir de ellos se obtienen presentan una serie de **limitaciones** a la hora de extrapolar los datos a escala de macizo rocoso, relacionadas con los siguientes aspectos:

- **Representatividad.** Las muestras que se ensayan corresponden a puntos aislados del macizo rocoso, no siendo representativas de todo el

ámbito de estudio ni de la variabilidad de factores presentes en la naturaleza y que condicionan los comportamientos de los materiales, de ahí la importancia de realizar un número de ensayos estadísticamente representativo.

Por otro lado, las condiciones ambientales en que se encuentran las rocas en el campo (presión confinante, temperatura, composición química del agua intersticial, etc.) son difíciles de reproducir en laboratorio.

- **Escala.** Se ensayan pequeñas porciones de material, a partir de las cuales se pretende la caracterización y la predicción del comportamiento de ámbitos más amplios. La diferencia con las escalas y comportamientos reales hace necesaria la utilización de factores de conversión o correcciones para extrapolar los resultados a escala de macizo rocoso.
- **Velocidad.** Los procesos de deformación y rotura se reproducen en laboratorio generalmente en unos pocos minutos, mientras que en la naturaleza estos procesos pueden ser el resultado de condiciones y acciones a lo largo de periodos muy dilatados de tiempo.

Si a estos aspectos se añade la influencia de otra serie de factores relacionados con la ejecución de los ensayos, como el tipo y características de la máquina utilizada, la preparación de las probetas, etc. se entenderán las limitaciones y dificultades asociadas a la caracterización de las propiedades de los macizos rocosos a partir de ensayos de laboratorio.

Las mismas limitaciones, aunque en menor grado, presentan los ensayos *in situ*: los resultados sólo son aplicables a la zona afectada por el ensayo. Sin embargo su mayor ventaja es que se realizan sobre el propio macizo rocoso.

3.5

Discontinuidades

Influencia en el comportamiento del macizo rocoso

Las superficies o planos de discontinuidad de los macizos rocosos condicionan de una forma definitiva sus propiedades y comportamiento resistente, deformacional e hidráulico. Las discontinuidades imprimen un

carácter discontinuo y anisótropo a los macizos, haciéndolos más deformables y débiles, lo que supone una gran dificultad para evaluar el comportamiento mecánico de los mismos frente a las obras de ingeniería. Las discontinuidades representan planos preferentes de alteración, meteorización y fractura, y permiten el flujo de agua (Figura 3.67). Su reconocimiento, descripción y caracterización es fundamental



Figura 3.67 Sistemas de diaclasas en rocas argilíficas. Cimentación de la presa de Brenig Dam, al suroeste de Inglaterra (foto L. G. de Vallejo).

para el estudio del comportamiento mecánico e hidrogeológico del macizo rocoso. La estabilidad de las excavaciones y de las cimentaciones en roca, por ejemplo, depende de la orientación y de la resistencia de las discontinuidades. Las Figuras 3.3 y 3.68 presentan diferentes ejemplos de la influencia de las discontinuidades en las obras de ingeniería.

La **orientación** relativa de las discontinuidades con respecto a una instalación u obra de ingeniería (excavación, cimentación, etc.) puede suponer que el terreno sea o no estable, como se refleja en la Figura 3.68. En el caso de excavaciones en superficie, para una misma configuración del macizo rocoso, la estabilidad del talud depende de su orientación con respecto a las discontinuidades; en una presa de bóveda, la presencia de discontinuidades paralelas a la dirección de la resultante de las fuerzas que transmiten la presa y el agua puede dar lugar a problemas de estabilidad; en el caso de un túnel, las discontinuidades con dirección paralela a su eje y con buzamientos elevados son igualmente desfavorables. La importancia de la orientación aumenta si se dan otras características, como un número importante de juntas, espaciados pequeños, bajos ángulos de rozamiento, etc.

La presencia de diversas familias de discontinuidades con diferente orientación define el grado de fracturación del macizo rocoso, la forma y el tamaño de los bloques de matriz rocosa.

La **resistencia** al corte de las discontinuidades es el aspecto más importante en la determinación de la resistencia de los macizos rocosos duros fracturados, y para su estimación es necesario describir las características físicas y geométricas de los planos, ya que no siempre es posible determinarla adecuadamente en ensayos de laboratorio o de campo.

Las discontinuidades se presentan agrupadas en familias que se caracterizan por sus valores medios representativos de orientación y características físicas y

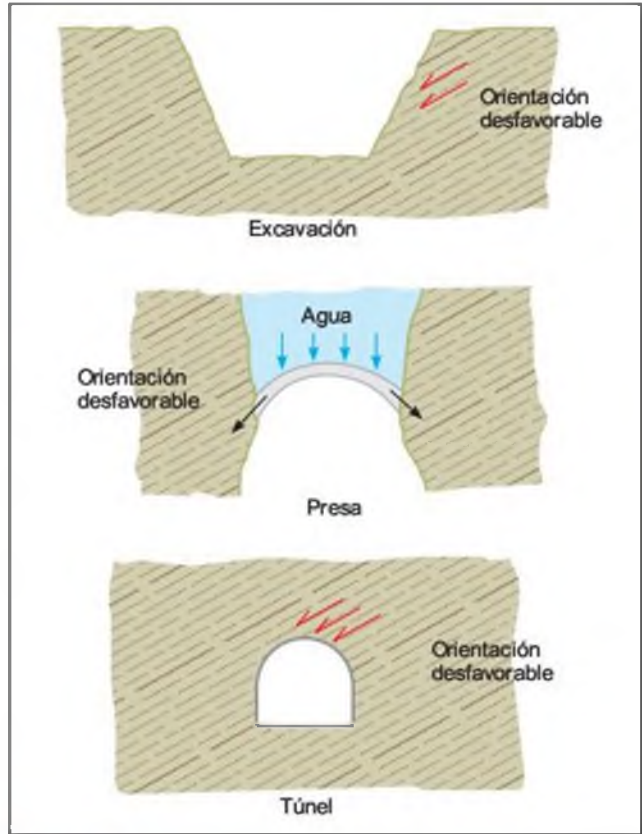


Figura 3.68 Influencia de la orientación de las discontinuidades con respecto a las obras de ingeniería.

resistentes. Las discontinuidades de una misma familia son paralelas o subparalelas entre sí (Figura 3.69). En ocasiones, aparecen macrodiscontinuidades o discontinuidades singulares que atraviesan todo el macizo, por encima de las diferentes familias, cuyo estudio debe ser abordado de forma individual.



Figura 3.69 Planos de estratificación inclinados en flysch cantábrico (foto L. G. de Vallejo).

Tipos de discontinuidades

El término discontinuidad hace referencia a cualquier plano de separación en el macizo rocoso, pudiendo tener origen sedimentario, como las superficies de estratificación o laminación, diagenético o tectónico, como las diaclasas o las fallas. En el Cuadro 3.17 se han agrupado los diferentes tipos de discontinuidades en sistemáticas, cuando aparecen en familias, y singulares, cuando aparece un único plano que atraviesa el macizo rocoso; estos últimos suelen ser más continuos y persistentes que las discontinuidades sistemáticas, pudiendo llegar, en el caso de las fallas, a dimensiones de varios kilómetros. Mientras que las familias quedan caracterizadas por la orientación estadística referida a una orientación media y por sus características generales, las discontinuidades singulares requieren una descripción y un tratamiento individualizado. Pueden llegar a controlar el comportamiento mecánico del macizo por encima de la influencia de las discontinuidades sistemáticas.

Las **diaclasas o juntas** son los planos de discontinuidad más frecuentes en los macizos rocosos, y corresponden a superficies de fracturación o rotura de la roca a favor de las cuales no ha habido desplazamiento o ha sido muy pequeño. Afectan a cualquier tipo de roca. Atendiendo a su origen se distinguen varios tipos:

- Diaclasas de origen tectónico asociadas a plegamientos y a fallas. En el primer caso presentan una disposición característica (Figura 3.70). Las diaclasas asociadas a fallas se disponen paralelamente a la superficie de falla y con una frecuencia que disminuye al aumentar la distancia a la misma.
- Diaclasas en rocas ígneas formadas por contracción durante o después del emplazamiento del cuerpo ígneo. Presentan una disposición característica en tres familias ortogonales entre sí.

Un ejemplo de juntas de contracción por enfriamiento corresponde a las que se forman en las lavas basálticas, dando lugar a la disyunción columnar (Figura 3.71).

- Diaclasas de relajación debidas a una reducción de la carga litostática. Se disponen subparalelamente a la superficie topográfica y su frecuencia disminuye en profundidad (Figura 3.16).

Los **planos de estratificación** son las superficies que limitan los estratos en las rocas sedimentarias (Figura 3.72). Se trata de discontinuidades sistemáticas con una continuidad elevada, y cuyo espaciado oscila generalmente entre unos pocos centímetros y varios metros.

Las **superficies de laminación** son discontinuidades sistemáticas que aparecen en las rocas sedimentarias, correspondiendo a los planos que limitan las láminas o los niveles megascópicos más pequeños de



Figura 3.70 Familias de diaclasas asociadas a pliegues (Blyth y de Freitas, 1984).

CUADRO 3.17

Tipos de discontinuidades

Discontinuidades	Sistemáticas	Singulares
Planares	<ul style="list-style-type: none"> — Planos de estratificación. — Planos de laminación. — Diaclasas o juntas. — Planos de esquistosidad. 	<ul style="list-style-type: none"> — Fallas. — Diques. — Discordancias.
Lineales	<ul style="list-style-type: none"> — Intersección de discontinuidades planares. — Lineaciones. 	<ul style="list-style-type: none"> — Ejes de pliegues.



Figura 3.71 Disyunción columnar en basaltos con juntas verticales. Los Órganos, La Gomera (foto L. G. de Vallejo).



Figura 3.72 Superficies de estratificación horizontales de gran continuidad en un macizo rocoso calizo (cortesía de Prospección y Geotecnia).

una secuencia sedimentaria (Figura 3.73). Estas superficies adquieren mayor importancia en las rocas de grano fino, y se caracterizan por un espaciado muy reducido, de orden milimétrico o centimétrico.

Los **planos de esquistosidad**, de origen tectónico, aparecen en rocas que han sufrido una deformación importante, disponiéndose perpendicularmente a la dirección compresiva del máximo acortamiento. Estas discontinuidades sistemáticas se desarrollan mejor cuanto más pequeño es el grano de la roca, presentan una frecuencia alta y espaciados de orden milimétrico (Figura 3.74).

Las **superficies de contacto litológico** son planos singulares de separación entre diferentes litologías de un macizo rocoso. En el caso de las rocas sedimentarias tienen menor significación con respecto al comportamiento del macizo en su conjunto, incluyéndose



Figura 3.73 Superficies de laminación en yesos (cortesía de Prospección y Geotecnia).

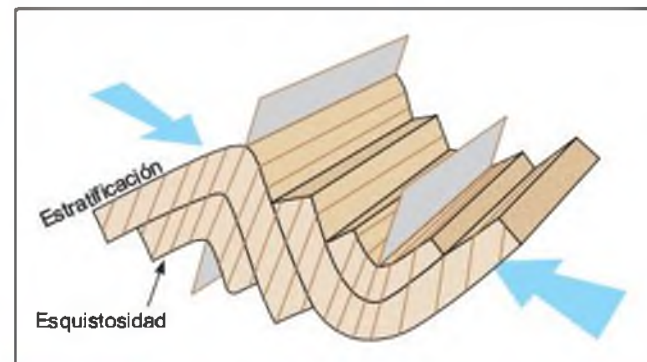


Figura 3.74 Planos de esquistosidad en relación con pliegues. Las flechas marcan la dirección del máximo acortamiento (Price, 1981; en Blyth and De Freitas, 1984).

en las superficies de estratificación. Sin embargo en las rocas ígneas tienen gran importancia, sobre todo en el caso de los **diques** y de las **rocas filonianas** (Figura 3.75).

Las **fallas** son discontinuidades singulares que corresponden a planos de rotura o fracturación con desplazamiento relativo entre los bloques (Figura 3.76). La extensión de las fallas puede variar entre algunos



Figura 3.75 Dique de cuarzo atravesando un macizo rocoso (foto R. Capote).

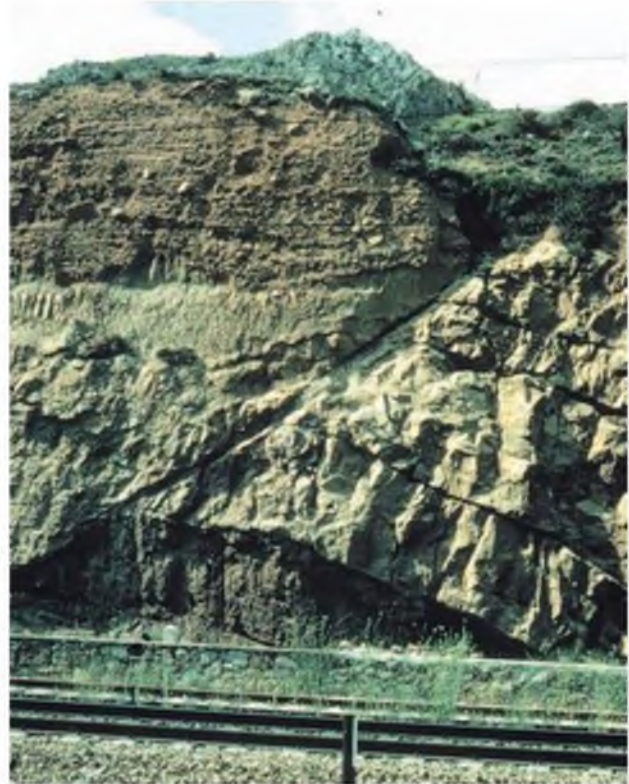
metros y centenares de kilómetros. Pueden llevar asociadas zonas de debilidad denominadas «zonas de falla» o brechas, en las que en ocasiones no se puede distinguir un plano neto de rotura.

Características de las discontinuidades

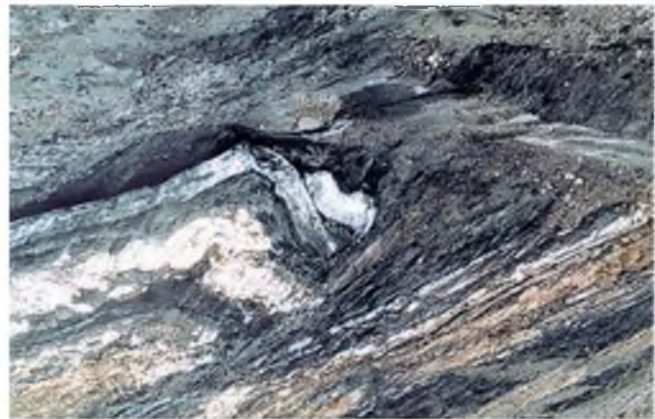
En la descripción de las diferentes familias de discontinuidades en un macizo rocoso se incluyen las siguientes características y parámetros geométricos: orientación, espaciado, continuidad o persistencia, rugosidad, abertura, relleno, filtraciones y resistencia de las paredes. Algunos de ellos, como la rugosidad, abertura, relleno y resistencia de las paredes, determinan el comportamiento mecánico y la resistencia de los planos de discontinuidad.

La descripción y medida de estos parámetros se realiza en campo. En el Capítulo 4 se describe la sistemática y procedimientos para la toma de los datos de campo, con ejemplos, clasificaciones y cuadros para la valoración de los diferentes factores, completando lo que se describe a continuación.

La **orientación** de una discontinuidad en el espacio queda definida por su buzamiento y por su dirección



a)



b)

Figura 3.76 Tipos de fallas: a) Falla normal en materiales del Muschelhalk. Cordillera Ibérica (foto R. Capote). b) Falla inversa en lutitas carboníferas. Peñarroya, Córdoba (foto L. G. Vallejo).

de buzamiento. La determinación de la orientación media de cada familia se establece a partir de valores estadísticos representativos. La representación gráfica de las discontinuidades o de su orientación permite una visión general de la geometría de los conjuntos rocosos. Los bloques diagrama representan tridimensionalmente la distribución de los planos, y se puede visualizar de una forma sencilla la orientación de la

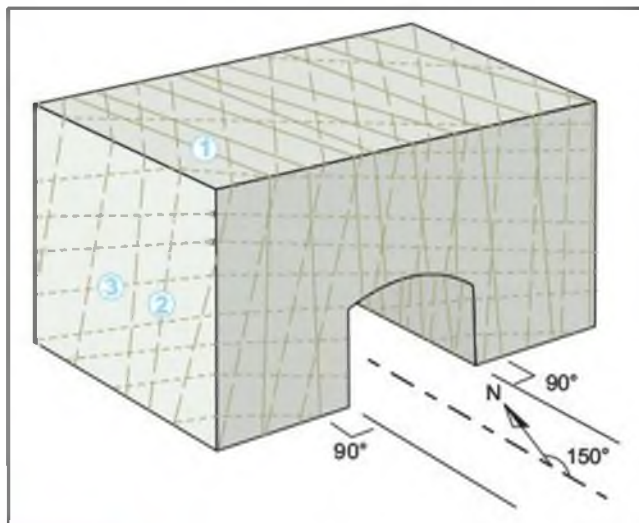


Figura 3.77 Representación de las familias de discontinuidades mediante un bloque diagrama (ISRM, 1981).

fracturación con respecto a una obra o estructura (Figura 3.77).

La orientación generalmente no puede determinarse en sondeos, siendo necesarias técnicas especiales, utilizadas de forma muy ocasional.

El **espaciado** es la distancia media perpendicular entre los planos de discontinuidad de una misma familia. Infiere en el comportamiento global de macizo rocoso y define el tamaño de los bloques de matriz rocosa que forman las diferentes familias. Si los espaciados son pequeños, la resistencia del macizo rocoso disminuye de forma considerable, pudiendo en casos extremos presentar un comportamiento asimilable al de materiales granulares sin cohesión.

El espaciado entre discontinuidades juega un papel muy importante en la permeabilidad del macizo rocoso. En general, la conductividad hidráulica referida a una determinada familia es inversamente proporcional a su espaciado, siempre que la abertura de las discontinuidades individuales sea comparable.

La **continuidad** es la extensión del plano de discontinuidad. Define en gran parte si la matriz rocosa va a estar involucrada o no en los procesos de rotura del macizo rocoso, y en qué grado condiciona los parámetros resistentes globales del mismo.

La continuidad se puede representar mediante esquemas o diagramas como los que aparecen en la Figura 4.9 del Capítulo 4.

La **rugosidad** de un plano de discontinuidad determina su resistencia al corte (Figura 3.78). A mayor rugosidad mayor es la resistencia. La presencia de irregularidades dificulta el movimiento durante los procesos de desplazamiento tangencial por corte a favor de las discontinuidades.

La ondulación y las rugosidades en los planos pueden controlar las posibles direcciones de desplazamiento, y definen la resistencia al corte para las distintas direcciones: la resistencia puede ser muy variable según la dirección de movimiento coincida con la de las rugosidades o sea transversal a ella.

La **abertura** es la distancia perpendicular que separa las paredes de la discontinuidad cuando no existe relleno. Este parámetro puede sufrir gran variación en diferentes zonas del macizo rocoso: mientras que en superficie la abertura puede ser elevada, al aumentar la profundidad ésta se reduce, pudiendo llegar a cerrarse. La influencia de la abertura en la resistencia al corte es importante incluso en discontinuidades muy cerradas, al modificar las tensiones efectivas que actúan sobre las paredes.

En ocasiones las discontinuidades aparecen con **relleno** de materiales blandos arcillosos o con material rocoso de naturaleza distinta a la de las paredes. Las propiedades físicas y mecánicas del relleno, como la resistencia al corte, deformabilidad y permeabilidad, pueden ser muy variables, y controlan el comportamiento de la discontinuidad; en el caso de materiales blandos o alterados, la resistencia puede sufrir variaciones importantes a corto plazo si varía el contenido en humedad del relleno o si tiene lugar desplazamiento a lo largo de las juntas.

Las características principales del relleno son su naturaleza, espesor, resistencia al corte y permeabilidad.

Tanto si existe relleno como si no, las discontinuidades son el camino preferente para las **filtraciones** del agua en el macizo rocoso (permeabilidad secundaria). El agua rebaja la resistencia al corte al disminuir las tensiones efectivas actuantes sobre los planos de discontinuidad.

Por último, la **resistencia a compresión simple** de la pared de una discontinuidad, que depende del tipo de matriz rocosa, de la existencia o no de relleno y del grado de alteración de las paredes, influye en la resistencia al corte y en la deformabilidad del plano de discontinuidad, sobre todo si no presentan relleno.

Esta resistencia suele ser menor que la de la roca intacta por la alteración superficial.

Resistencia al corte de los planos de discontinuidad

El estudio del comportamiento mecánico de las discontinuidades se basa en las relaciones entre los esfuerzos de corte aplicados y los desplazamientos tangenciales producidos. Esta relación σ/μ es la **rigidez** de la discontinuidad, y tiene unidades de esfuerzo/



a)



b)

Figura 3.78 a) Discontinuidad plana lisa de gran continuidad. b) Discontinuidades onduladas rugosas correspondientes a superficies de estratificación (cortesía de Prospección y Geotecnia).

longitud. Las curvas representativas del comportamiento de las discontinuidades son muy parecidas a las de la matriz rocosa, con la particularidad de que aquellas siempre rompen a favor del plano preexistente (Figura 3.79).

La resistencia de los planos de discontinuidad viene dada por el criterio de rotura de Mohr-Coulomb, y se determina en el ensayo de resistencia al corte en laboratorio. Los ensayos triaxiales también proporcionan los valores de la resistencia al corte si éstos se realizan en probetas talladas de tal forma que la rotura se produzca a favor del plano de discontinuidad, esto es,

con ángulos de 25° a 40° entre el plano y la dirección del esfuerzo compresivo vertical. La resistencia puede también estimarse con el ensayo de corte directo *in situ* (descrito en el Apartado 6.5 del Capítulo 6).

La resistencia al corte de las discontinuidades depende fundamentalmente de la fricción de los planos y, en menor cuantía, de la cohesión. La **rugosidad** o irregularidad de las paredes de la discontinuidad es uno de los factores que más influye en la resistencia friccional, sobre todo en discontinuidades sometidas a bajos esfuerzos normales.

La **resistencia al corte de pico**, τ_p , de **discontinuidades planas** viene dada por la expresión de Mohr-Coulomb (Figura 3.79):

$$\tau_p = c + \sigma'_n \tan \phi_p$$

donde σ'_n es el esfuerzo efectivo normal sobre el plano de discontinuidad, c es la cohesión y ϕ_p es su ángulo de fricción de pico. De los factores citados en los párrafos anteriores que controlan la resistencia al corte de las discontinuidades (esfuerzo normal, rugosidad, resistencia y deformabilidad de las paredes, tipo, espesor y propiedades del relleno, área de contacto entre las paredes rocosas, etc.), la expresión anterior contempla únicamente el esfuerzo normal y las propiedades resistentes del plano de debilidad, por lo que, a pesar de su aplicabilidad y uso extendido, no deja de ser una simplificación.

Patton (1966) propuso un modelo de rotura bilineal basado en la **influencia de las rugosidades** o irregularidades que generalmente presentan las discontinuidades. La irregularidad de una superficie de discontinuidad puede ser definida por un ángulo de rugosidad i , que se suma al ángulo básico de fricción ϕ_b para obtener el valor total de ϕ_p de la superficie:

$$\phi_p = \phi_b + i$$

El ángulo i es el que forma la irregularidad con respecto al plano de discontinuidad, y tiene una gran influencia en el comportamiento geomecánico de las discontinuidades; de hecho, la descripción y medida de la rugosidad tiene como principal finalidad la estimación de la resistencia al corte de los planos. El valor de ϕ_p suele estar comprendido en el rango de 30° a 70°; el ángulo ϕ_b suele oscilar entre 20° y 40° y el ángulo i puede variar entre 0° y 40°.

Según la Figura 3.80, si la discontinuidad no tiene cohesión:

$$\tan \phi = \tau^* / \sigma_n^*$$

$$\tau^* = \tau \cos i - \sigma_n \sin i$$

$$\sigma_n^* = \sigma_n \cos i + \tau \sin i$$

de donde:

$$\tau / \sigma_n = \tan(\phi + i)$$

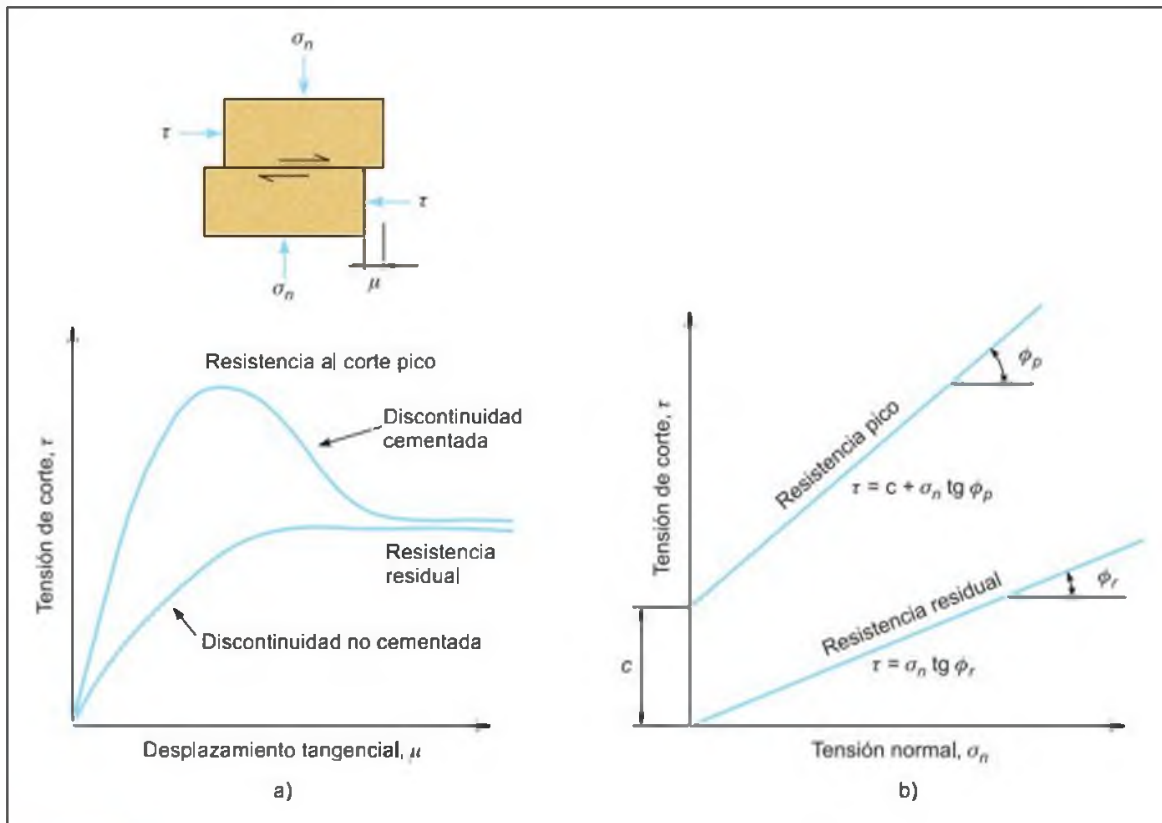


Figura 3.79 a) Curvas típicas tensión tangencial τ -desplazamiento tangencial μ para discontinuidades planas. b) Resistencia al corte teórica de una discontinuidad plana.

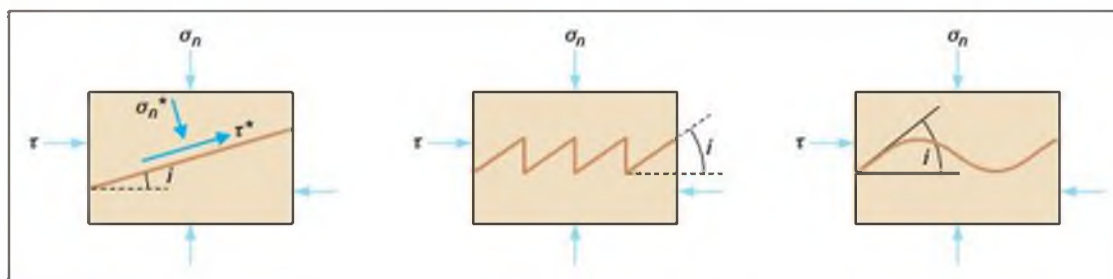


Figura 3.80 Influencia del ángulo de rugosidad en la resistencia al corte de la discontinuidad.

Si se ejerce un esfuerzo tangencial sobre una discontinuidad sometida a bajos esfuerzos normales, al producirse el desplazamiento a favor del plano tiene lugar una **dilatancia** (apertura o separación) de las paredes de la discontinuidad, al tenerse que superar el ángulo i para que haya desplazamiento; opera entonces la fricción efectiva $\phi_b + i$ (Figura 3.81), y el valor de τ_p vendrá dado por (considerando $c = 0$):

$$\tau_p = \sigma'_n \tan (\phi_b + i)$$

Al progresar el desplazamiento tangencial, se pueden romper los bordes más angulosos, «suavizándose»

las rugosidades, y las dos superficies se ponen en contacto, prevaleciendo entonces el valor de ϕ_b . Si se incrementa el esfuerzo σ_n sobre el plano, se alcanza un valor para el que se impide la dilatancia, y las irregularidades deben ser rotas para que haya desplazamiento, aproximándose entonces la pendiente de la recta τ - σ_n al valor del ángulo de resistencia residual ϕ_r . Para tensiones normales elevadas:

$$\tau_p = \sigma_n \tan \phi_r$$

El punto de inflexión del criterio bilineal de Patton corresponde a un determinado valor de σ_n .

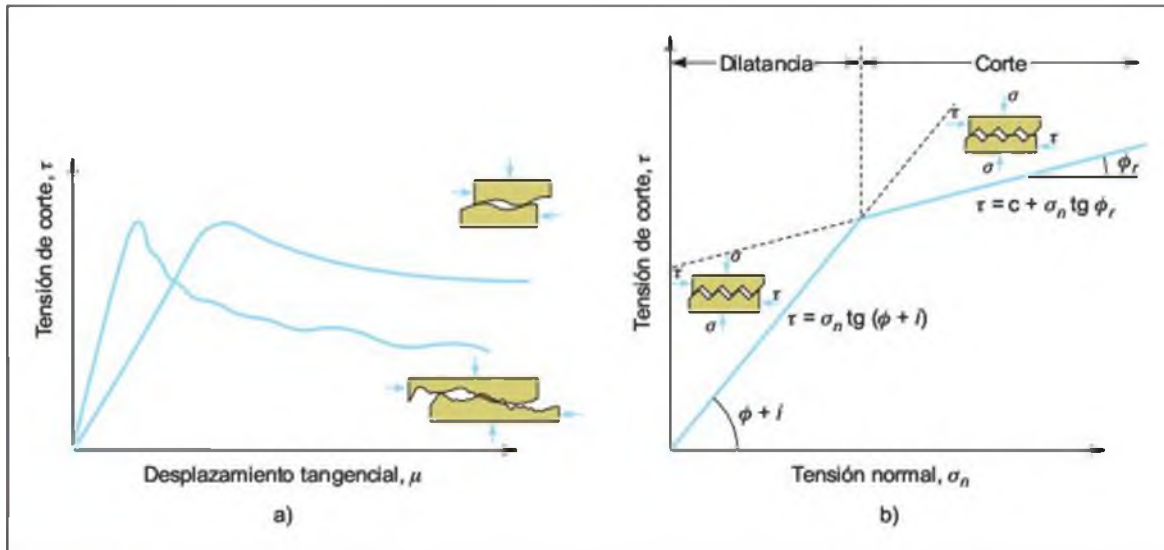


Figura 3.81 a) Curvas típicas tensión de corte τ -desplazamiento tangencial μ para discontinuidades rugosas. b) Criterio de rotura bilineal para discontinuidades rugosas.

A partir del criterio de Patton, diversos autores han desarrollado criterios empíricos para rotura a favor de **planos de discontinuidad rugosos**, en función de los esfuerzos normal y tangencial actuantes sobre el plano de discontinuidad. Entre ellos merecen destacarse los de Barton y Choubey (1977) y Ladanyi y Archambault (Figura 3.82), de los cuales el primero es el más extendido.

La Figura 3.83 representa los resultados de ensayos de corte en discontinuidades rugosas para distintos valores de σ_n . Para la curva superior del gráfico a), con $\sigma_n = 0$, se dará dilatancia y la resistencia al corte

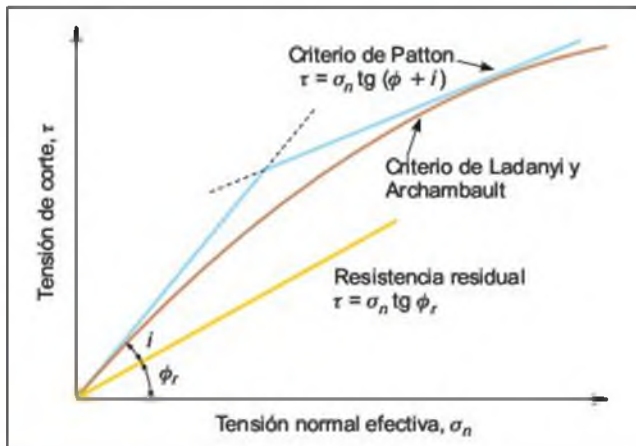


Figura 3.82 Representación del criterio lineal de Patton y del criterio no lineal de Ladanyi y Archambault para estimar la resistencia de planos de discontinuidad rugosos en función de las tensiones normales actuantes.

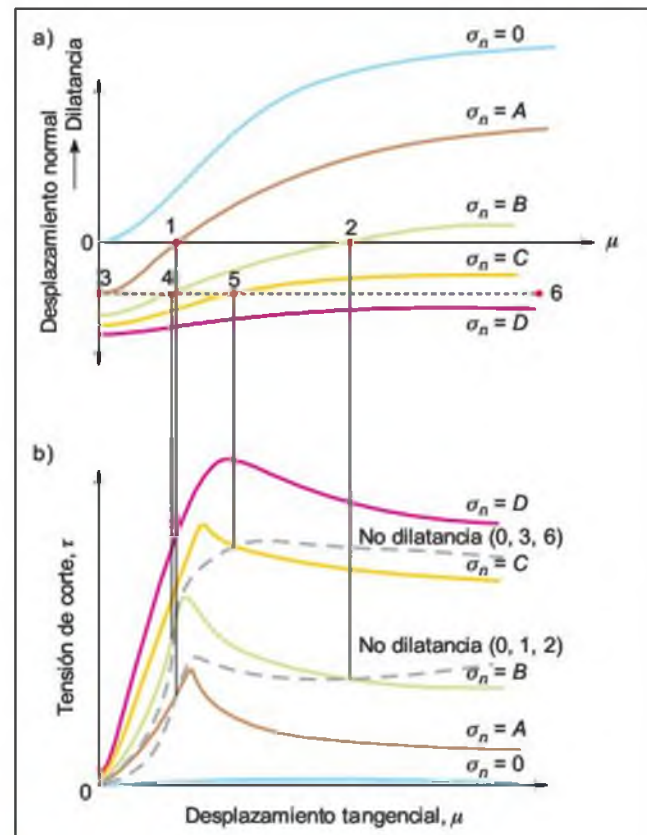


Figura 3.83 Curvas correspondientes a ensayos de resistencia al corte para diferentes valores de σ_n , crecientes desde 0 hasta D: a) Desplazamiento tangencial-desplazamiento normal. b) tensión de corte-desplazamiento tangencial (Goodman, 1989).

será prácticamente cero al no existir fricción efectiva (gráfico b). Si aumenta el valor de σ_n las curvas correspondientes muestran una disminución de la dilatación o apertura, y un aumento de la resistencia al corte.

Lo anteriormente expuesto es válido cuando la dirección de desplazamiento por corte es perpendicular a la de las irregularidades de las paredes de la junta. Si es paralela la rugosidad no tendrá efecto sobre la resistencia del plano (Figura 3.84).

Criterio de Barton y Choubey

Se trata de un criterio empírico, deducido a partir del análisis del comportamiento de las discontinuidades en ensayos de laboratorio, que permite estimar la resistencia al corte en discontinuidades rugosas. Se expresa de la siguiente forma:

$$\tau = \sigma'_n \operatorname{tag} \left[\operatorname{JRC} \log_{10} \left(\frac{\operatorname{JCS}}{\sigma'_n} \right) + \phi_r \right]$$

en donde:

- τ y σ'_n son los esfuerzos tangencial y normal efectivo sobre el plano de discontinuidad.
- ϕ_r es el ángulo de rozamiento residual.
- JRC es el coeficiente de rugosidad de la discontinuidad (*joint roughness coefficient*).
- JCS es la resistencia a la compresión de las paredes de la discontinuidad (*joint wall compression strength*).

Según la expresión anterior la resistencia de la discontinuidad depende de tres componentes: una componente friccional, ϕ_r , una componente geométrica dada por el parámetro JRC, y una componente de «asperidad» controlada por la relación $\operatorname{JCS}/\sigma'_n$. Esta «asperidad» y la componente geométrica representan la rugosidad i . Su valor es nulo para esfuerzos normales altos, cuando $\operatorname{JCS}/\sigma'_n = 1$. Los valores más representativos suelen estar entre 3 y 100. La resistencia friccional total viene dada por $(\phi_r + i)$, y por lo general no es superior a 50° . A mayor valor de σ_n menor valor de la resistencia friccional total.

Con la relación de Barton y Choubey se obtienen ángulos de rozamiento muy altos para tensiones de compresión muy bajas sobre la discontinuidad. Por ello no debe usarse para tensiones σ_n tales que $\operatorname{JCS}/\sigma_n > 50$, debiendo tomarse en estos casos un ángulo de rozamiento constante independiente de la carga, con un valor ϕ_p igual a:

$$\phi_p = \phi_r + 1,7 \operatorname{JRC}$$

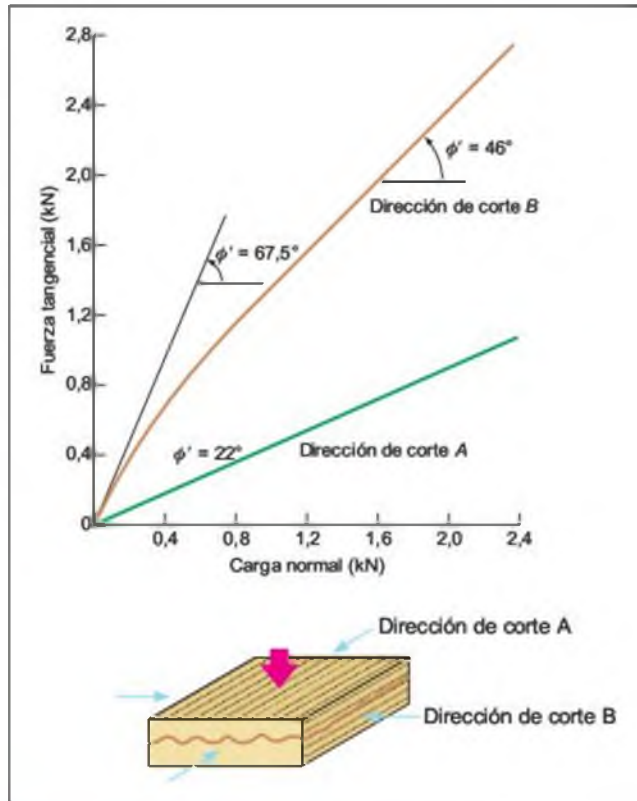


Figura 3.84 Influencia de la rugosidad en la resistencia de las discontinuidades según la dirección de corte (Brown *et al.*, 1977; en Brady y Brown, 1985).

■ ESTIMACIÓN DEL ÁNGULO DE ROZAMIENTO RESIDUAL, ϕ_r .

En general la pared de la junta está alterada y por lo tanto el ángulo de rozamiento residual será inferior al ángulo de la roca sana ϕ_b . Para su evaluación se aplica la fórmula:

$$\phi_r = (\phi_b - 20^\circ) + 20 \frac{r}{R}$$

donde R es el valor del rebote del esclerómetro o martillo Schmidt, descrito en el Apartado 6.5 del Capítulo 6, sobre una superficie de material sano y seco; r es el valor del rebote del esclerómetro sobre la superficie de la pared de la junta en estado natural, húmedo o seco; ϕ_b es el ángulo de resistencia básico de la roca, y se obtiene de tablas bibliográficas (Cuadro 3.13).

Si las paredes de la discontinuidad están sanas, $\phi_r = \phi_b$. Los valores típicos de ϕ_b en discontinuidades planas sin meteorizar son del orden de 25° a 37° para rocas sedimentarias, de 29° a 38° en rocas ígneas y de 21° a 30° en rocas metamórficas.

■ RESISTENCIA DE LA PARED DE LA JUNTA, JCS

Si las paredes de la junta no están alteradas o meteorizadas se toma el valor de la resistencia a compresión simple de la matriz rocosa, σ_c . Si la pared está alterada, como ocurre habitualmente, el valor de JCS puede obtenerse a partir de los resultados del esclerómetro sobre la pared de la junta, mediante la expresión:

$$\log_{10} JCS = 0,00088 \gamma_{roca} + 1,01$$

(JCS en MN/m²; γ_{roca} en kN/m³)

■ COEFICIENTE DE RUGOSIDAD DE LA JUNTA, JRC

El coeficiente JRC depende de la rugosidad de las paredes de la discontinuidad, y varía entre 1 y 20. Se puede obtener a partir de:

- Perfiles de rugosidad estándar a los que corresponden unos ciertos valores de JRC (Figura 3.85). La rugosidad de las paredes de la junta

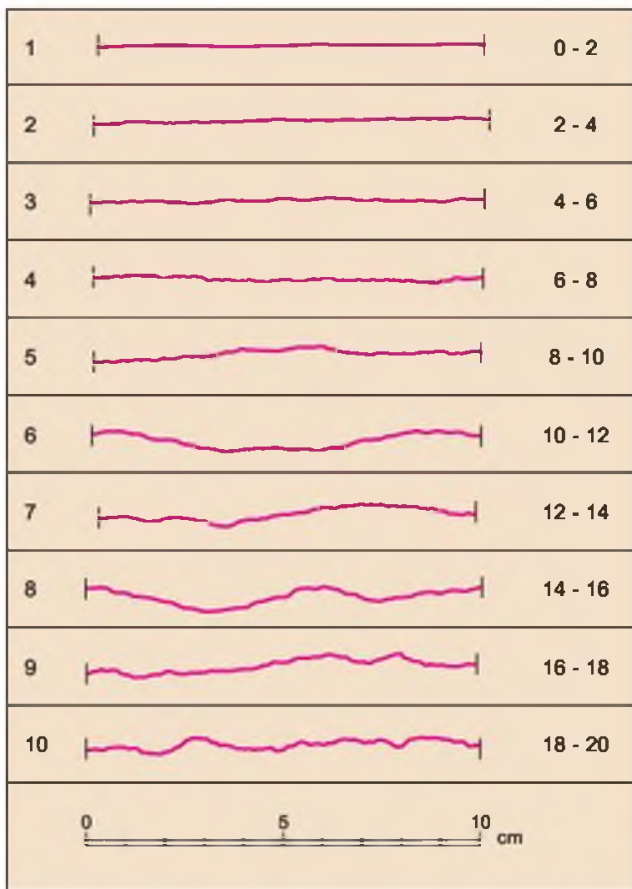


Figura 3.85 Perfiles tipo para estimar el coeficiente de rugosidad JRC (Barton y Choubey, 1977).

se debe clasificar previamente atendiendo tanto a la macro escala como a la micro escala (según los perfiles de rugosidad de la Figura 4.11 del Capítulo 4).

- Ensayo conocido como *tilt test* (descrito en el Apartado 6.5 del Capítulo 6). Para ello se pueden emplear bien fragmentos de roca o bien testigos de sondeos. Se determina el ángulo α a partir del cual se inicia el movimiento de uno de los fragmentos de roca con respecto a los otros, y se aplica la expresión:

$$JRC = \frac{\alpha - \phi_r}{\log \left(\frac{JCS}{\sigma_n} \right)_{ensayo}}$$

■ EFECTO DE LA ESCALA

Los parámetros JRC y JCS dependen de la escala que se considere, como se representa en la Figura 3.86; el primero es función de la magnitud y amplitud de las ondulaciones o irregularidades. Al aumentar la escala el valor de i es menor (al influir las ondulaciones del plano además de las rugosidades a pequeña escala), y si se permite la dilatancia de la discontinuidad (para bajos esfuerzos normales), el valor de ϕ_p decrece; si no tiene lugar la dilatancia, el efecto de la escala es menos importante. Los valores de JRC obtenidos empíricamente corresponden a juntas de 10 cm de longitud. Para analizar el comportamiento de juntas de mayor longitud es necesario corregir los valores para otras escalas. El valor de la resistencia a compresión JCS, y por tanto de la componente JCS/σ'_n , disminuye al aumentar la escala. Para contrarrestar estos efectos Bandis *et al.* (1981) han establecido las siguientes relaciones para obtener los parámetros en juntas de longitud real L_n ($L_0 = 10$ cm):

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

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

La resistencia de las juntas a escala real puede ser estimada entonces por la expresión (Barton, 1990):

$$\tau = \sigma'_n \tag \left[JRC_n \log_{10} \left(\frac{JCS_n}{\sigma'_n} \right) + \phi_r + i \right]$$

donde i es el ángulo de la ondulación a gran escala de las discontinuidades.

En el Apartado 3.6 se describen otros aspectos del efecto escala en la estimación de la resistencia al corte de las discontinuidades.

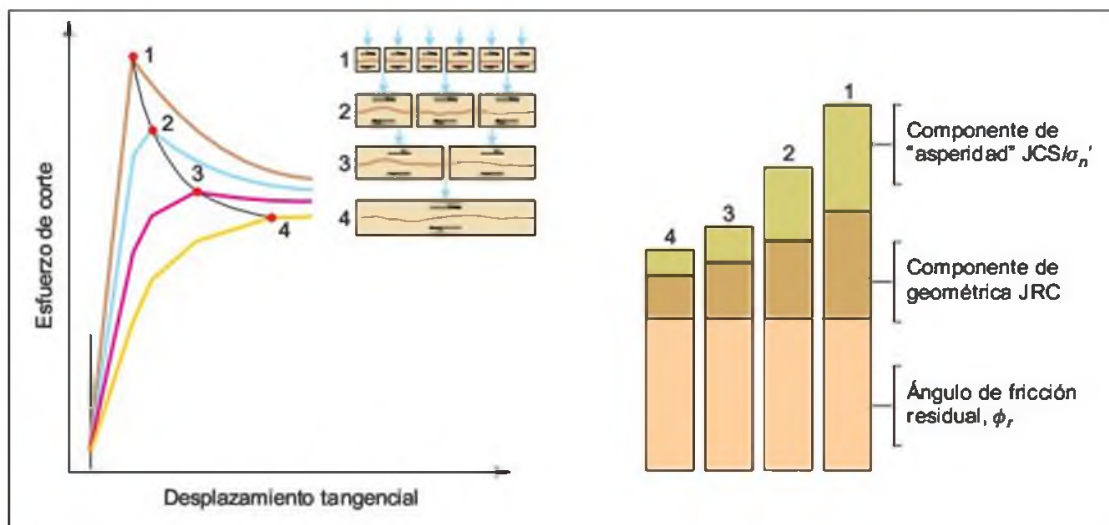


Figura 3.86 Influencia de la escala sobre las tres componentes de la expresión de Barton y Choubey (Bandis *et al.*, 1981).

Discontinuidades con relleno

En el caso de discontinuidades rellenas de material arcilloso o de otra naturaleza (proveniente de la alteración o de la rotura por cizalla de las paredes, depositado por el agua, etc.), la resistencia al corte de los planos estará condicionada por su tipo y espesor. Si el espesor es importante, generalmente la rotura por corte tendrá lugar a través del relleno, y la resistencia del plano de discontinuidad será la del relleno. Si éste es duro y consolidado, la rotura puede producirse a favor del contacto roca-relleno.

Las propiedades de los rellenos, como la resistencia al corte, deformabilidad y permeabilidad, pueden ser muy variables, y controlan el comportamiento de la discontinuidad. Al contrario que las discontinuidades limpias, los rellenos presentan cohesión (a no ser que el relleno sea una milonita o una brecha sin cementar). Un aspecto definitivo es el tipo de relleno, que, en términos generales, puede ser:

- Arcilloso.
- Brechas o fragmentos angulares rocosos con mayor o menor proporción de matriz arcillosa.
- Materiales cristalizados (calcita, yeso, etc.).

Dependiendo del espesor del relleno, la rugosidad de los planos, parámetro definitivo en la resistencia al corte de discontinuidades limpias, puede tener una influencia nula en la resistencia al corte.

En el Cuadro 3.18 se incluyen valores de los parámetros resistentes cohesivos y friccionales para discontinuidades con rellenos.

Ensayo de laboratorio de resistencia al corte

El ensayo determina la resistencia al corte de pico y residual en discontinuidades en función de los esfuerzos normales aplicados sobre el plano, y consiste en aplicar esfuerzos tangenciales a una muestra de roca que contiene la discontinuidad a ensayar hasta provocar el desplazamiento relativo entre las dos partes. La carga normal aplicada, σ_n , permanece constante a lo largo del ensayo. A partir de los datos de esfuerzo y desplazamientos producidos se obtienen los parámetros resistentes c y ϕ de la discontinuidad, tanto los valores de pico como los residuales.

■ PROCEDIMIENTO

El aparato consiste en una caja de corte desmontable en dos mitades en donde se introducen las dos partes de la muestra tallada o probeta conteniendo el plano de discontinuidad, haciéndolo coincidir con la unión de las dos mitades de la caja. Las muestras se fijan a cada parte de la caja con mortero o resina. La superficie a ensayar debe estar colocada paralela a la dirección de aplicación de la fuerza de cizalla, preferiblemente será cuadrada y con un área mínima de 2.500 mm. Las partes superior e inferior de la caja deben estar suficientemente separadas para permitir la contracción vertical de la discontinuidad al ser cargada normalmente.

El plano de discontinuidad debe tener la mínima alteración posible, manteniendo las condiciones naturales que presenta en el macizo rocoso (humedad, rugosidad, etc.). La altura de cada una de las dos partes de

Parámetros resistentes de discontinuidades con rellenos

Roca	Descripción	Resistencia de pico		Resistencia residual	
		Cohesión (kg/cm ²)	Ángulo de fricción (°)	Cohesión (kg/cm ²)	Ángulo de fricción (°)
Basalto Caliza	Brecha arcillosa con fragmentos rocosos.	2,4	42		
	Relleno arcilloso de 6 mm.			0	13
	Id. de 1 a 2 cm.	1	13-14		
Diorita	Id. < 1 mm.	0,5-2	17-21		
	Marga de 2 cm.	0	25	0	15-24
	Relleno de arcilla.	0	26,5		
Dolomía	Relleno arcilloso de ≈ 15 cm de espesor.	0,41	14,5	0,22	17
Esquistos y cuarcitas	Relleno arcilloso 10-15 cm de espesor.	0,3-0,8	32		
	Relleno arcilloso fino en planos de estratificación.	6,1-7,4	41		
	Relleno arcilloso espeso en planos de estratificación.	3,8	31		
Granito	Fallas con relleno arcilloso.	0-1,0	24-25		
	Fallas con relleno arenoso.	0,5	40		
	Zona de cizalla, granito roto, roca desintegrada y rellenos arcillosos.	2,42	42		
Grauvaca	Relleno arcilloso de 1-2 mm en planos de estratificación.			0	21
Lutita	Relleno de arcilla.	0,6	32		
	Arcilla en planos de estratificación.			0	19,5
Pizarra	Alteradas y laminadas	0,5	33		

Datos de varios autores y de ensayos realizados bajo condiciones diferentes (Hoek y Bray, 1981).

la muestra separadas por la discontinuidad debe ser $\geq 0,2L$, siendo L la longitud del lado de la muestra.

Una vez introducida la muestra en la caja de corte, se aplican esfuerzos normales, perpendiculares a la superficie de discontinuidad, hasta el valor deseado; se aplica entonces una fuerza tangencial, hidráulica o mecánicamente, sobre los laterales de la caja de corte hasta conseguir el desplazamiento por corte a lo largo del plano.

El ensayo se complica en caso de que la discontinuidad aparezca rellena de material blando y con agua, en cuyo caso debe conseguirse la consolidación del relleno y la disipación de la presión de agua antes de proceder al ensayo de corte (ISRM, 1981).

■ INTERPRETACIÓN

El valor de los esfuerzos normal y tangencial de pico se obtiene dividiendo las fuerzas aplicadas por la sección de la probeta que permanece en contacto:

$$\tau_p = P_{\text{cizalla}}/A; \quad \sigma_n = P_{\text{normal}}/A$$

Durante el ensayo se miden los valores del esfuerzo de cizalla y de los desplazamientos tangenciales y normales (en discontinuidades rugosas se darán des-

plazamientos perpendiculares al plano al tenerse que superar las irregularidades para que haya desplazamiento tangencial), que permiten dibujar las curvas τ -desplazamiento tangencial y τ -desplazamiento normal correspondientes. De estas curvas se obtienen los valores de τ_{pico} y τ_{residual} , que se representan en un diagrama τ - σ_n sobre el que se leen directamente los valores de ϕ y c correspondientes a la resistencia de corte y a la resistencia residual (Recuadro 3.9).

La **célula de Hoek** es un aparato de corte portátil para la realización de ensayos en campo o en laboratorio, con el mismo procedimiento descrito anteriormente (Figuras 3.87 y 3.88). Permite realizar ensayos rápidos en testigos de sondeos que contengan una discontinuidad.

■ INFLUENCIA DE LA ESCALA

La escala del ensayo, es decir, el tamaño de la muestra ensayada, influye en los resultados obtenidos, lo que se denomina **efecto escala**. La resistencia al corte de las discontinuidades depende principalmente de la rugosidad y ondulación de los planos y, por tanto, del área ensayada. En el laboratorio sólo se ensaya una pequeña porción de la junta, mientras que los ensayos

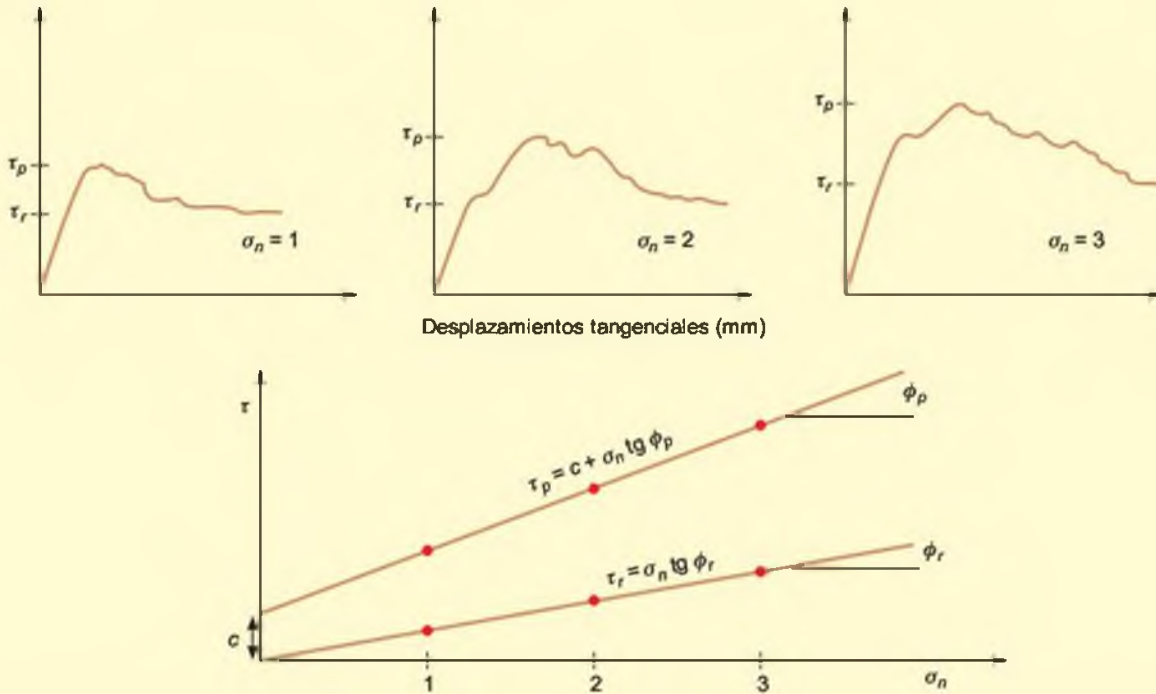


Recuadro 3.9

Cálculo de los parámetros resistentes c y ϕ de las discontinuidades

A partir de las curvas τ -desplazamiento tangencial obtenidas en cada ensayo, se miden los valores del esfuerzo de cizalla τ_{pico} y τ_{residual} . Estos valores se representan en un gráfico τ - σ_n para los valores de σ_n correspondientes a los diferentes ensayos realizados, y las líneas obtenidas del ajuste proporcionan los valores de cohesión y

fricción representativos de la resistencia al corte de pico y residual de la discontinuidad ensayada. Los puntos de la gráfica deben ajustarse a una recta, al basarse el procedimiento en el criterio lineal de rotura de Mohr-Coulomb. En caso de discontinuidades rugosas, la relación entre τ y σ_n será bilineal, como se representa en la Figura 3.81b.



in situ pueden considerar la rugosidad a mayor escala (Figura 3.89). El efecto escala sobre la resistencia al corte es mayor cuanto mayor es la rugosidad, y disminuye al aumentar la escala de ensayo. Lo anterior es aplicable si los esfuerzos normales son bajos y se permite la abertura o dilatación de la discontinuidad durante el ensayo; si no se permite, la influencia de la escala es menor. La resistencia al corte de pico disminuye con el aumento del área ensayada. Para juntas rellenas con material arcilloso, el efecto escala puede ser nulo.

Como resumen de lo anterior puede establecerse que al considerar una mayor escala de ensayo el ángulo i de las rugosidades es menor y, por tanto, disminuye el valor de ϕ_p y de la resistencia al corte. En el Apartado 3.6 se describe también el efecto escala en las discontinuidades.

Permeabilidad y presión de agua

La permeabilidad de una discontinuidad depende de su abertura y tipo de relleno. La abertura está condicionada por el estado de esfuerzos del macizo; por tanto, la permeabilidad es también función de los esfuerzos *in situ*. Si se considera una discontinuidad plana y limpia, el valor de k viene dado por:

$$k = a^2 g / 12 \eta \quad \text{ó} \quad k = a^2 \gamma_w / 12 \mu$$

donde:

- g = aceleración de la gravedad.
- a = abertura de las discontinuidades.
- γ_w = peso específico del agua.

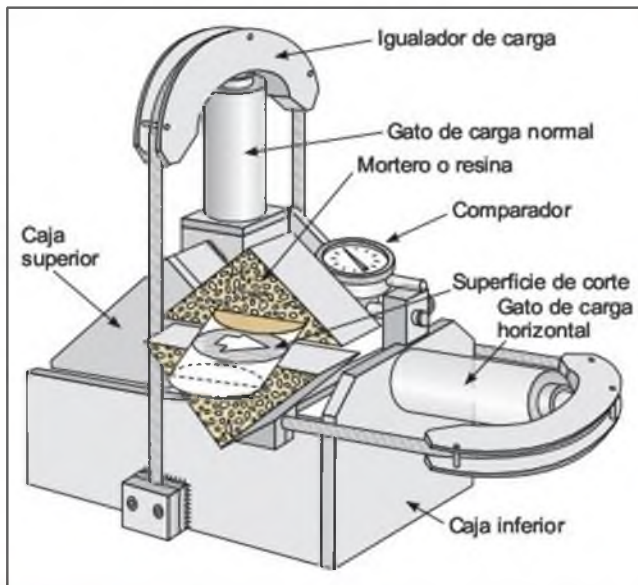


Figura 3.87 Célula de Hoek para determinar la resistencia al corte de discontinuidades (Hoek y Bray, 1981).

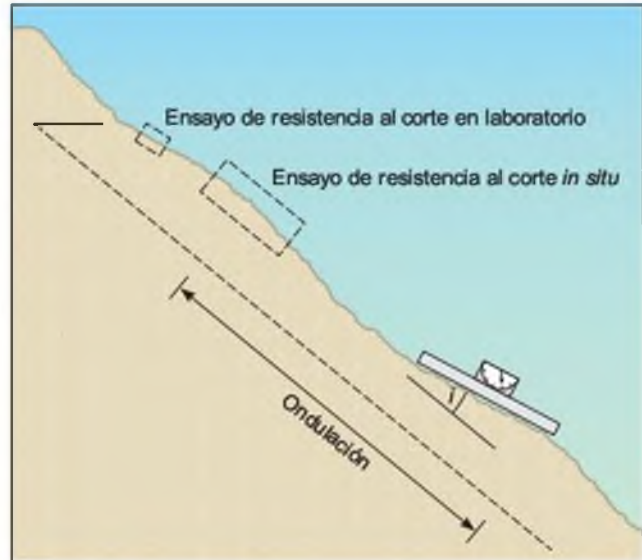


Figura 3.89 Diferentes escalas en la determinación de la resistencia al corte (ISRM 1981). En una discontinuidad ondulada a escala decimétrica y rugosa a escala milimétrica, los ensayos de laboratorio sólo pueden considerar la segunda condición.



Figura 3.88 Células de Hoek (fotos M. Ferrer).

η = coeficiente de viscosidad cinemática del agua ($0,0101 \text{ cm}^2 \text{ s}^{-1}$ a 20°).

μ = coeficiente de viscosidad dinámica del agua ($0,01005 \text{ g s}^{-1} \text{ cm}^{-1}$ a 20°).

Si la discontinuidad es rugosa, la abertura «hidráulica» (a_h) será menor que la «real o mecánica» (a), y ambas se relacionan (según Lee et al, 1996; en Singhal y Gupta, 1999):

$$a_h = a^2/JRC^{2.5}$$

siendo JRC el coeficiente de rugosidad de la junta (según se ha descrito anteriormente en este apartado).

Si se considera una familia de discontinuidades, la permeabilidad depende también del espaciado entre los planos. El coeficiente de permeabilidad o conductividad hidráulica de un sistema de discontinuidades planas y limpias, con espaciado b , puede estimarse a partir de las expresiones empíricas:

$$k_f = a^3g/12\eta b \quad \text{ó} \quad k_f = a^3\gamma_w/12\mu b$$

La relación entre el coeficiente de permeabilidad, la abertura de las juntas y su espaciado se presenta en la Figura 3.90.

La presencia de agua en las discontinuidades disminuye su resistencia al corte; la presión ejercida por el

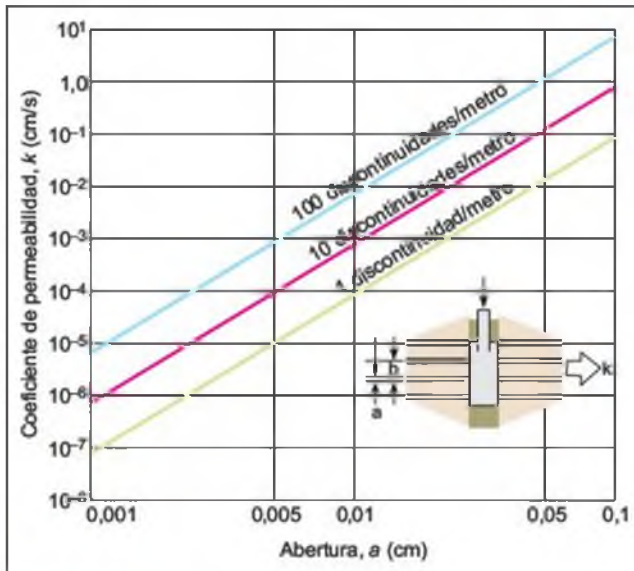


Figura 3.90 Influencia de la abertura de las discontinuidades y del espaciado en el coeficiente de permeabilidad para una familia de discontinuidades planas paralelas (Hoek y Bray, 1981).

agua se opone directamente a la componente normal del esfuerzo sobre la junta, disminuyendo el esfuerzo efectivo (Figura 3.91).

A partir del criterio de Mohr-Coulomb, el valor de la presión de agua u necesaria para producir el desplazamiento tangencial de una discontinuidad es:

$$u = \sigma_n + \frac{c - \tau}{\text{tag } \phi}$$

o en función de los esfuerzos principales:

$$u = \sigma_3 + (\sigma_1 - \sigma_3) \left(\cos^2 \theta - \frac{\text{sen } \theta \cos \theta}{\text{tag } \phi} \right) + \frac{c}{\text{tag } \phi}$$

siendo θ el ángulo que forma la normal al plano de discontinuidad con el esfuerzo principal mayor y ϕ el ángulo de fricción de la discontinuidad. El valor de u será el mínimo de los valores calculados con la ecuación anterior para: a) $c = 0$ y $\phi = \phi_b + i$ ó b) $c \neq 0$ y $\phi = \phi_r$.

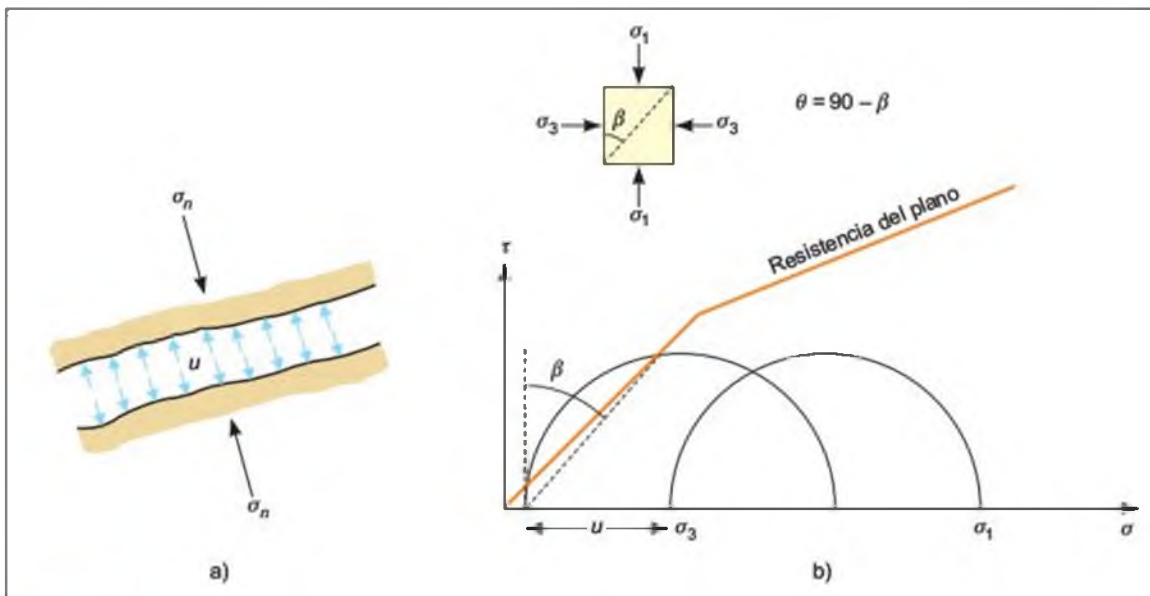


Figura 3.91 a) Presión de agua actuando sobre las paredes de la discontinuidad. b) Representación de las tensiones efectivas en el círculo de Mohr.

3.6

Resistencia y deformabilidad de macizos rocosos

Resistencia

La resistencia de los macizos rocosos es función de la resistencia de la matriz rocosa y de las discontinuidades, siendo ambas extremadamente variables, y de las condiciones geoambientales a las que se encuentra sometido el macizo, como las tensiones naturales y las condiciones hidrogeológicas. La presencia de zonas tectonizadas, alteradas o de diferente composición litológica, implica zonas de debilidad y anisotropía con diferentes comportamientos y características resistentes. Estas circunstancias determinan una gran complejidad en la evaluación de la resistencia de los macizos rocosos.

La resistencia puede evaluarse en términos del máximo esfuerzo que puede soportar para unas determinadas condiciones y en términos de sus propiedades resistentes, c y ϕ , parámetros que habitualmente se necesitan para los cálculos de los proyectos de las obras de ingeniería.

Según el grado de fracturación del macizo, su comportamiento y propiedades resistentes quedarán definidas por:

- La resistencia de la matriz rocosa (isótropa o anisótropa).
- La resistencia al corte de una familia de discontinuidades.
- La resistencia al corte de 2 ó 3 familias de discontinuidades (siempre que sean representativas en el macizo).
- La resistencia global de un sistema de bloques rocosos con comportamiento isótropo.

La Figura 3.92 representa la transición entre las diferentes situaciones descritas. En excavaciones superficiales y subterráneas, tanto los trabajos de excavación del macizo como los problemas de estabilidad y comportamiento mecánico están directamente relacionados con la resistencia del material y con la presencia de discontinuidades. La determinación de la resistencia de la matriz rocosa o de una discontinuidad puede realizarse con ensayos de laboratorio o *in situ*. Las dimensiones y condiciones naturales del macizo rocoso no se pueden reproducir en laboratorio, y su resistencia debe estimarse por métodos indirectos.

Una vez establecidos los elementos que controlan la resistencia del macizo (una familia o más de dis-

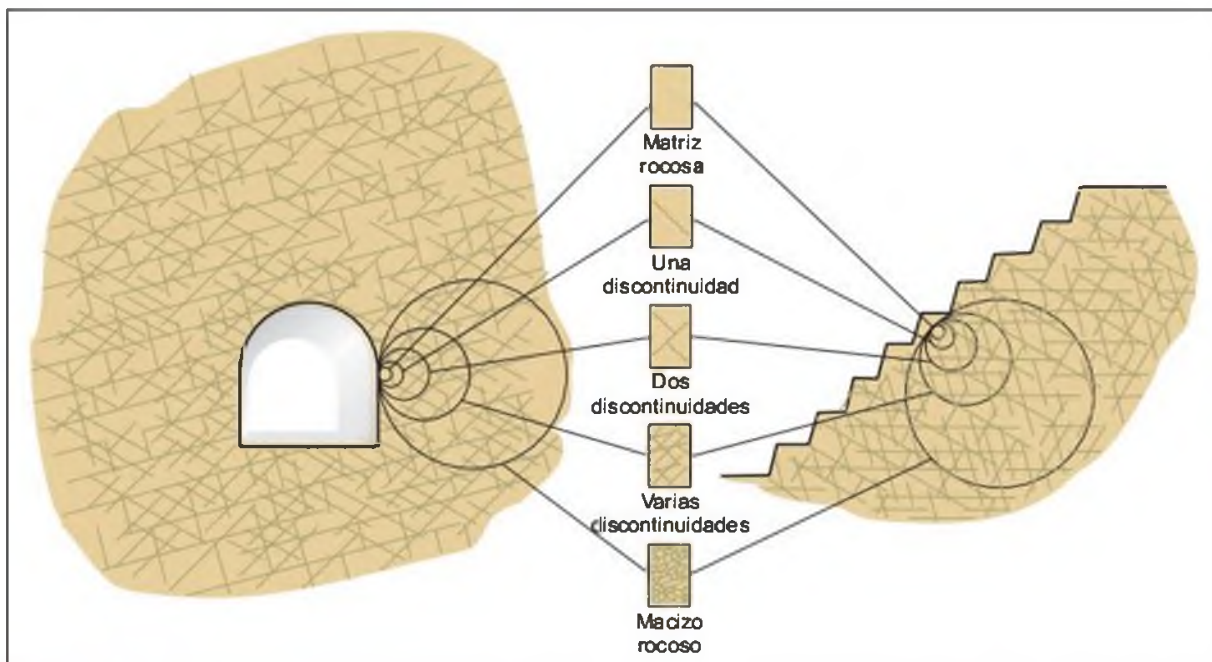


Figura 3.92 Transición entre la matriz rocosa y el macizo rocoso intensamente fracturado (Hoek y Brown, 1980).

continuidades, la matriz, el conjunto de todo ello, una zona singular de debilidad, etc.) su evaluación puede efectuarse mediante los siguientes procedimientos:

- Métodos empíricos basados en experiencias y ensayos de laboratorio.
- Métodos indirectos basados en índices de calidad (clasificaciones geomecánicas).
- Modelizaciones matemáticas y análisis a posteriori.
- Modelizaciones físicas.

Los **criterios de rotura** o de resistencia constituyen la base de los métodos empíricos, y permiten evaluar la resistencia de los macizos rocosos a partir de los esfuerzos actuantes y de las propiedades del material rocoso, proporcionando:

- La respuesta de la roca intacta ante diversas condiciones de esfuerzo.
- La predicción de la influencia de las discontinuidades en el comportamiento del macizo.
- La predicción del comportamiento global de un macizo rocoso.

Los **índices de calidad** definidos mediante las clasificaciones geomecánicas permiten estimar la resistencia de forma aproximada, al establecer correlaciones entre las clases de roca y los parámetros resistentes c y ϕ del macizo rocoso (ver Cuadro 3.20). Las clasificaciones se describen en el Apartado 3.8 y en el Capítulo 10.

Los **modelos matemáticos** permiten estimar la resistencia a partir de la modelización numérica del comportamiento del macizo, de sus propiedades físicas y mecánicas, de la ley de comportamiento y de los factores influyentes (tensiones, agua). Estos modelos presentan su máxima utilidad en la realización de **análisis a posteriori** o *back analysis*, que consisten en modelizar numéricamente las deformaciones y el proceso de rotura de un macizo rocoso real (a partir del conocimiento de las características y mecanismo de la rotura), y obtener así los parámetros resistentes correspondientes a la rotura o a un determinado nivel de deformaciones del macizo. Los **modelos físicos** consisten en construir modelos a escala con diferentes materiales naturales o artificiales (por ejemplo con elementos de pasta de escayola, bloques de material rígido, mezclas de arena y arcilla y elementos aglomerantes, etc.), y someterlos a cargas para observar su comportamiento.

Los métodos citados permiten obtener, de forma más o menos aproximada, la resistencia de los macizos rocosos, dependiendo de la información y los datos disponibles. Los criterios empíricos y las modelizaciones matemáticas basadas en los análisis a posteriori son los que proporcionan valores más representativos; la determinación de los parámetros resistentes

característicos de los macizos rocosos, c y ϕ , es el punto más conflictivo. De los procedimientos citados, únicamente los modelos matemáticos y físicos consideran el comportamiento deformacional de los macizos.

Criterios de rotura para macizos rocosos isótropos

Criterio de Hoek y Brown

Es un criterio de rotura válido para macizos rocosos isótropos, y tiene en cuenta los factores que determinan la rotura de un medio rocoso a gran escala, como son la no linealidad con el nivel de tensiones, la influencia del tipo de roca y del estado del macizo, la relación entre la resistencia a la compresión y a la tracción, la disminución del ángulo de rozamiento con el aumento de la tensión de confinamiento, etc.

El criterio fue desarrollado inicialmente para su aplicación a **macizos rocosos fracturados sin alterar con matriz rocosa resistente**, asumiendo que los bloques de roca están en contacto unos con otros y que la resistencia del macizo está controlada por la resistencia de las discontinuidades. La resistencia del macizo queda definida por la expresión (Hoek y Brown, 1980):

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sigma_{ci} \sqrt{m \frac{\sigma_3}{\sigma_{ci}} + s}$$

donde:

σ_1 y σ_3 son los esfuerzos principales mayor y menor en rotura.

σ_{ci} es la resistencia a compresión simple de la matriz rocosa.

m y s son constantes adimensionales que dependen de las propiedades del macizo rocoso, del tipo de roca y de la frecuencia y características de las discontinuidades.

El valor de σ_{ci} debe obtenerse en ensayos de compresión simple de laboratorio o, en su defecto, puede estimarse a partir del ensayo PLT (descrito en el Apartado 6.5 del Capítulo 6) o de índices de campo (Cuadro 3.7). Los valores de m y s pueden obtenerse a partir del índice RMR (descrito en el Apartado 3.8):

- Para macizos rocosos sin alterar y no afectados por voladuras (*undisturbed*):

$$m = m_i \exp \frac{\text{RMR} - 100}{28} \quad s = \exp \frac{\text{RMR} - 100}{9}$$

- Para macizos rocosos alterados o afectados por voladuras (*disturbed*):

$$m = m_i \exp \frac{\text{RMR} - 100}{14} \quad s = \exp \frac{\text{RMR} - 100}{6}$$

Relaciones aproximadas entre la calidad de los macizos rocosos y los valores de las constantes m y s

<p>Criterio de rotura empírico</p> $\sigma_1 = \sigma_3 + \sqrt{m\sigma_c\sigma_3 + s\sigma_c^2}$ <p>σ_1 y σ_3: esfuerzos principales mayor y menor σ_c: esfuerzo compresivo uniaxial de la matriz rocosa m y s: constantes empíricas del macizo rocoso</p>	Constantes del material: m y s .	Rocas carbonatadas: dolomías, calizas y mármol.	Rocas arcillosas: argilitas, limolitas, lutitas y pizarras.	Rocas areniscosas: areniscas y cuarcitas	Rocas ígneas cristalinas de grano fino: andesitas, doleritas, diabásos y rollizas.	Rocas cristalinas ígneas de grano grueso y metamórficas: anfibolitas, gabros, gneises, granitos, noritas y cuarzoelitras.
Valores para el macizo rocoso alterado o afectado por voladoras (<i>disturbed</i>) Valores para el macizo rocoso sin alterar (<i>undisturbed</i>)						
<p>Muestras de roca intacta Muestras de tamaño de probeta de laboratorio sin discontinuidades. RMR = 100 Q = 500</p>	<p>m</p> <p>s</p> <p>m</p> <p>s</p>	<p>7,0</p> <p>1,0</p> <p>7,0</p> <p>1,0</p>	<p>10,0</p> <p>1,0</p> <p>10,0</p> <p>1,0</p>	<p>15,0</p> <p>1,0</p> <p>15,0</p> <p>1,0</p>	<p>17,0</p> <p>1,0</p> <p>17,0</p> <p>1,0</p>	<p>25,0</p> <p>1,0</p> <p>25,0</p> <p>1,0</p>
<p>Macizo rocoso de muy buena calidad Bloque de roca sana. Juntas sin meteorizar y con espaciado de 1 a 3 m. RMR = 85 Q = 100</p>	<p>m</p> <p>s</p> <p>m</p> <p>s</p>	<p>2,40</p> <p>0,082</p> <p>4,10</p> <p>0,189</p>	<p>3,43</p> <p>0,082</p> <p>5,85</p> <p>0,189</p>	<p>5,14</p> <p>0,082</p> <p>8,78</p> <p>0,189</p>	<p>5,82</p> <p>0,082</p> <p>9,95</p> <p>0,189</p>	<p>8,56</p> <p>0,082</p> <p>14,63</p> <p>0,189</p>
<p>Macizo rocoso de calidad buena Bloques de roca sana o ligeramente meteorizada, con juntas espaciadas de 1 a 3 m. RMR = 65 Q = 10</p>	<p>m</p> <p>s</p> <p>m</p> <p>s</p>	<p>0,575</p> <p>0,00293</p> <p>2,006</p> <p>0,0205</p>	<p>0,821</p> <p>0,00293</p> <p>2,865</p> <p>0,0205</p>	<p>1,231</p> <p>0,00293</p> <p>4,298</p> <p>0,0205</p>	<p>1,395</p> <p>0,00293</p> <p>4,871</p> <p>0,0205</p>	<p>2,052</p> <p>0,00293</p> <p>7,163</p> <p>0,0205</p>
<p>Macizo rocoso de calidad media Varias familias de discontinuidades moderadamente meteorizadas con espaciados de 0,3 a 1 m. RMR = 44 Q = 1</p>	<p>m</p> <p>s</p> <p>m</p> <p>s</p>	<p>0,128</p> <p>0,00009</p> <p>0,947</p> <p>0,00198</p>	<p>0,183</p> <p>0,00009</p> <p>1,353</p> <p>0,00198</p>	<p>0,275</p> <p>0,00009</p> <p>2,030</p> <p>0,00198</p>	<p>0,311</p> <p>0,00009</p> <p>2,301</p> <p>0,00198</p>	<p>0,458</p> <p>0,00009</p> <p>3,383</p> <p>0,00198</p>
<p>Macizo rocoso de calidad mala Numerosas juntas meteorizadas con algo de relleno. Brechas compactas sin rellenos. Espaciado de 0,03 a 0,5 m. RMR = 23 Q = 0,1</p>	<p>m</p> <p>s</p> <p>m</p> <p>s</p>	<p>0,029</p> <p>0,000003</p> <p>0,447</p> <p>0,00019</p>	<p>0,041</p> <p>0,000003</p> <p>0,639</p> <p>0,00019</p>	<p>0,061</p> <p>0,000003</p> <p>0,959</p> <p>0,00019</p>	<p>0,069</p> <p>0,000003</p> <p>1,087</p> <p>0,00019</p>	<p>0,102</p> <p>0,000003</p> <p>1,598</p> <p>0,00019</p>
<p>Macizo rocoso de calidad muy mala Numerosas juntas intensamente meteorizadas con rellenos. Espaciado < 0,05 m. Brechas con rellenos arcillosos. RMR = 3 Q = 0,01</p>	<p>m</p> <p>s</p> <p>m</p> <p>s</p>	<p>0,007</p> <p>0,0000001</p> <p>0,219</p> <p>0,00002</p>	<p>0,010</p> <p>0,0000001</p> <p>0,313</p> <p>0,00002</p>	<p>0,015</p> <p>0,0000001</p> <p>0,469</p> <p>0,00002</p>	<p>0,017</p> <p>0,0000001</p> <p>0,532</p> <p>0,00002</p>	<p>0,025</p> <p>0,0000001</p> <p>0,782</p> <p>0,00002</p>

Hoek y Brown, 1988.

donde m_i es el valor correspondiente a la matriz rocosa, que se obtiene en ensayos de compresión triaxial (sus valores máximos para diferentes tipos de rocas se incluyen en el Cuadro 3.14). Si el medio rocoso está completamente sano (RMR = 100) $m = m_i$ y $s = 1$.

El Cuadro 3.19 incluye los valores para las constantes m y s en función del tipo de roca y calidad del macizo rocoso. Se incluyen los valores para macizos rocosos sanos y alterados.

Habitualmente se recomienda emplear los valores correspondientes a las condiciones de macizo rocoso

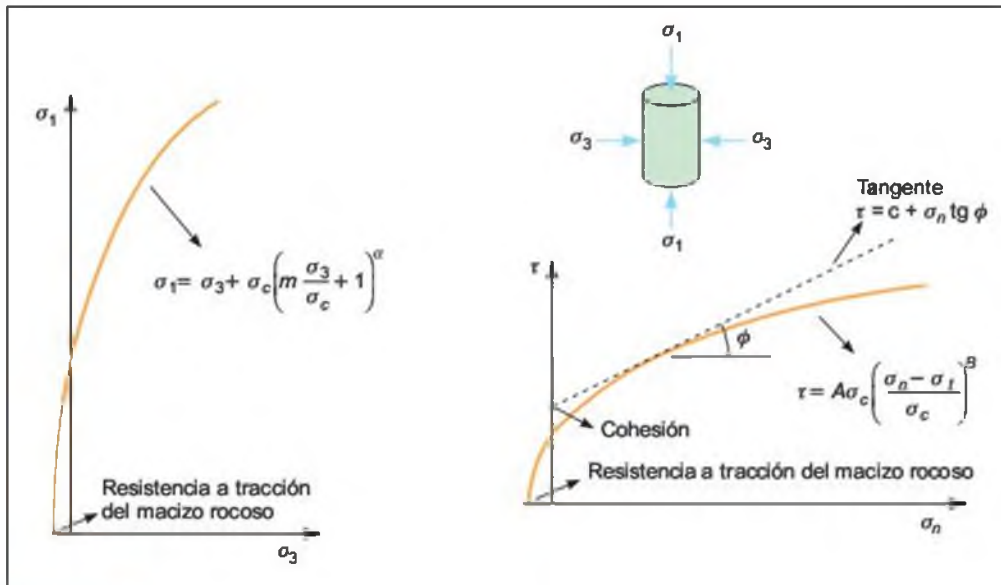


Figura 3.93 Criterio de rotura generalizado de Hoek y Brown.

alterado (*disturbed*). No obstante, existe una cierta confusión a la hora de seleccionar los valores de m y s ya que en la clasificación el término *disturbed* se refiere tanto al macizo rocoso perturbado por obras de excavación o voladura como al macizo rocoso alterado. Es recomendable, por tanto, emplear los diferentes métodos disponibles para ajustar lo mejor posible estos parámetros.

Tanto el criterio como las expresiones para el cálculo de m y s no proporcionan valores representativos para macizos rocosos alterados y de mala calidad. Por ello, los autores han desarrollado una nueva expresión, válida también para **macizos rocosos fracturados de mala calidad**, con materiales blandos y alterados (Hoek, 1994):

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sigma_{ci} \left(m \frac{\sigma_3}{\sigma_{ci}} + s \right)^\alpha$$

constituyendo esta fórmula la expresión del **criterio generalizado**, donde m , s y α dependen de las propiedades y características del macizo rocoso.

La envolvente de Mohr correspondiente a este criterio se expresa (Figura 3.93):

$$\tau = A \sigma_{ci} \left(\frac{\sigma_n - \sigma_{tm}}{\sigma_{ci}} \right)^B$$

donde A y B son constantes del material, σ_n es el esfuerzo normal en el punto de interés y σ_{tm} es la resistencia a tracción del macizo, que viene dada por:

$$\sigma_{tm} = \frac{s \sigma_{ci}}{m}$$

■ OBTENCIÓN DE LAS CONSTANTES m , s Y α

Con el fin de ampliar el rango de aplicación del criterio generalizado, sobre todo a macizos rocosos de mala calidad, y emplear parámetros más geológicos para la evaluación de su resistencia, Hoek (1994) y Hoek *et al.* (1995) han propuesto un **índice geológico de resistencia**, GSI (*geological strength index*), que evalúa la calidad del macizo en función del grado y las características de la fracturación, estructura geológica, tamaño de los bloques y alteración de las discontinuidades (Figuras 3.94 y 3.95).

Los valores de m , s y α se obtienen mediante las expresiones:

$$m = m_i \exp \frac{GSI - 100}{28}$$

— Para macizos con $GSI > 25$ (buena-media calidad):

$$s = \exp \frac{GSI - 100}{9} \quad \alpha = 0,5$$

— Para macizos con $GSI < 25$ (mala-muy mala calidad):

$$s = 0 \quad \alpha = 0,65 - \frac{GSI}{200}$$

El valor de $GSI = 25$ es arbitrario. Para $GSI > 25$ (macizos de media a muy buena calidad) este índice puede obtenerse a partir del RMR (Apartado 3.8), mediante la correlación siguiente, en cuyo caso debe

asignarse un valor de 15 para las condiciones de agua del macizo y un valor de 0 al parámetro de ajuste para la orientación de las discontinuidades:

$$GSI = RMR_{(89)} - 5$$

En la aplicación del criterio de Hoek y Brown y en la interpretación de los valores de resistencia obtenidos debe tenerse en cuenta:

- El criterio es válido únicamente para macizos rocosos con comportamiento isótropo.
- El índice GSI se basa en estimaciones cualitativas, y en modelos simples que rara vez coinciden con las condiciones reales.

— Los resultados deben ser cotejados con otros métodos y, siempre que sea posible, con datos de campo y análisis a posteriori (*back analysis*).

■ OBTENCIÓN DE LOS PARÁMETROS RESISTENTES DEL MACIZO c Y ϕ

La determinación de los valores de cohesión y fricción del macizo rocoso a partir de las expresiones del criterio de Hoek y Brown no es inmediata; la principal dificultad estriba en que, al ser un criterio no lineal, los valores de ambos parámetros no son constantes, sino que son función del valor del esfuerzo σ_n . Los autores proponen un método para la evaluación de c y ϕ mediante la aplicación de las ecuaciones del criterio y la simulación de pares de valores σ_1 - σ_3 , a

CARACTERIZACIÓN DEL MACIZO ROCOSO PARA ESTIMAR SU RESISTENCIA		CONDICIÓN DEL FRENTE				
Basándose en el aspecto de la roca elegir la categoría que mejor describa las condiciones del macizo previo a la excavación. Tener en cuenta que las voladuras pueden crear una impresión falsa sobre la calidad del macizo rocoso, en cuyo caso será necesario realizar algún tipo de ajuste por daños debidos a voladuras; la observación de testigos de sondeos y de frentes de roca en zonas afectadas y no afectadas por voladuras puede ser de ayuda. Para la definición del grado de fracturación (<i>blockiness</i>) debe considerarse la relación entre el tamaño del bloque y la dimensión del frente de excavación.		MUY BUENA (MB) Superficies muy rugosas sin alterar	BUENA (B) Superficies rugosas ligeramente alteradas, con pátinas de oxidación	MEDIA (M) Superficies suaves moderadamente alteradas	POBRE (P) Superficies de cizalla muy alteradas con rellenos compactos conteniendo fragmentos rocosos	MUY POBRE (MP) Superficies de cizalla muy alteradas con rellenos arcillosos
ESTRUCTURA						
	BLOQUES REGULARES (BR) Macizo rocoso sin alterar. Bloques en contacto de forma cúbica formados por tres familias de discontinuidades ortogonales, sin relleno.	BR/MB	BR/B	BR/M	BR/P	BR/MP
	BLOQUES IRREGULARES (BI) Macizo rocoso parcialmente alterado. Bloques en contacto de forma angular formados por cuatro o más familias de discontinuidades con rellenos con baja proporción de finos.	BI/MB	B/B	B/M	BI/P	BI/MP
	BLOQUES Y CAPAS (BC) Macizo alterado, plegado y fracturado con múltiples discontinuidades que forman bloques angulosos y con baja proporción de finos.	BC/MB	BC/B	BC/M	BC/P	BC/MP
	FRACTURACIÓN INTENSA (FI) Macizo rocoso muy fracturado formado por bloques angulosos y redondeados, con alto contenido de finos.	F/MB	F/B	F/M	F/P	FI/MP

Figura 3.94 Caracterización de macizos rocosos en base a su grado de fracturación y estado de las juntas (Hoek y Brown, 1997).

partir de los que se pueden construir las curvas $\sigma_1-\sigma_3$ y $\sigma_n-\tau$ de la Figura 3.93. La ecuación lineal del criterio de Mohr-Coulomb es entonces ajustada a la curva de Hoek y Brown, para un valor determinado σ_n , lo que permite calcular los valores de c y ϕ correspondientes a ese nivel de σ_n . El procedimiento en detalle se describe en Hoek y Brown (1997).

En el Recuadro 3.10 se presenta un método alternativo de estimar el valor de la cohesión y fricción del macizo rocoso.

Criterio de Mohr-Coulomb

La ventaja del criterio de Mohr-Coulomb es su simplicidad. Sin embargo presenta los inconvenientes ya

descritos para el caso de la matriz rocosa (Apartado 3.4), sobre todo los relacionados con el comportamiento tensión-deformación no lineal de los macizos rocosos, por lo que no es un criterio adecuado para la estimación de su resistencia. No obstante, en determinados casos el criterio puede ser empleado para macizos rocosos resistentes en los que la rotura se produzca a favor de superficies de discontinuidad, teniendo en cuenta que deben adoptarse valores para la cohesión y para el ángulo de rozamiento representativos del macizo rocoso. Beniaowski (1979) propone unos valores orientativos para ambos parámetros, en función de la calidad del macizo rocoso dada por el índice RMR (que se define en el Apartado 3.8) (Cuadro 3.20).





INDICE GEOLÓGICO DE RESISTENCIA GSI (<i>geological strength index</i>)		CONDICIÓN DEL FRENTE				
A partir de la clasificación obtenida en la Figura 3.94 seleccionar el cuadro correspondiente en este ábaco y obtener el valor medio del Índice GSI.		MUY BUENA (MB) Superficies muy rugosas sin alterar	BUENA (B) Superficies rugosas ligeramente alteradas, con patinas de oxidación	MEDIA (M) Superficies suaves moderadamente alteradas	POBRE (P) Superficies de zizalla muy alteradas con rellenos compactos conteniendo fragmentos rocosos	MUY POBRE (MP) Superficies de zizalla muy alteradas con rellenos arcillosos
ESTRUCTURA		80	60	40	20	10
	BLOQUES REGULARES (BR) Macizo rocoso sin alterar. Bloques en contacto de forma cúbica formados por tres familias de discontinuidades ortogonales, sin relleno.	80	70			
	BLOQUES IRREGULARES (BI) Macizo rocoso parcialmente alterado. Bloques en contacto de forma angular formados por cuatro o más familias de discontinuidades con rellenos con baja proporción de finos.		60	50		
	BLOQUES Y CAPAS (BC) Macizo alterado, plegado y fracturado con múltiples discontinuidades que forman bloques angulosos y con baja proporción de finos.			40	30	
	FRACTURACIÓN INTENSA (FI) Macizo rocoso muy fracturado formado por bloques angulosos y redondeados, con alto contenido de finos.				20	10

Figura 3.95 Estimación del índice GSI en base a descripciones geológicas (Hoek y Brown, 1997).



Recuadro 3.10

Cálculo de los parámetros resistentes del macizo rocoso c y ϕ a partir del criterio de Hoek y Brown según Serrano y Olalla.

El criterio de Hoek y Brown se puede expresar en función de la tensión tangencial, τ , y normal, σ_n , en forma paramétrica, de la manera siguiente (Serrano y Olalla, 1994):

$$\tau = \beta \frac{1 - \operatorname{sen} \phi}{\operatorname{tag} \phi}$$

$$\sigma_n = \beta \left[\frac{(1 - \operatorname{sen} \phi)^2}{2 \operatorname{sen}^2 \phi} (1 + 2 \operatorname{sen} \phi) - \zeta \right]$$

en donde

$$\beta = \frac{m \sigma_{ci}}{8} = \frac{m_i \sigma_{ci}}{8} \exp \frac{\operatorname{RMR} - 100}{28}$$

$$\zeta = \frac{8s}{m^2} = \frac{8}{m_i^2} \exp \frac{\operatorname{RMR} - 100}{25,2}$$

y el parámetro (ϕ) representa el «ángulo de rozamiento instantáneo», que equivale al ángulo de rozamiento interno en función del nivel de tensión.

Estas expresiones que parecen complicadas pueden ser incorporadas en una hoja de cálculo de manera sencilla. Permiten dibujar el criterio de rotura con unos ejes de coordenadas tensión tangencial (τ) y tensión normal (σ_n). Su utilidad se puede observar en el siguiente ejemplo.

Ejemplo

En un macizo rocoso fracturado de arenisca ($\operatorname{RMR} \cong \operatorname{GSI} = 40$), cuya matriz rocosa tiene una resistencia a

compresión simple de $\sigma_{ci} = 10$ MPa, se quiere conocer, para una profundidad de 25 m, el valor de la cohesión y del ángulo de rozamiento para la rotura. El peso específico de la arenisca es $\gamma = 20$ kN/m³.

Solución:

— Tensión normal a la profundidad indicada:

$$\sigma_n \cong \gamma z = 500 \text{ kPa} = 0,5 \text{ MPa}$$

— m_i para la arenisca = 19.

— Las expresiones que permiten obtener los datos requeridos son:

$$m = 19 \exp \frac{40 - 100}{28} = 2,229$$

$$s = \exp \frac{40 - 100}{9} = 0,00127$$

$$\beta = \frac{2,229 \cdot 10}{8} = 2,786 \quad \zeta = \frac{8s}{m^2} = 0,00205$$

En el gráfico adjunto, elaborado mediante una hoja de cálculo dando valores a ϕ , se deduce, aproximadamente, que para $\sigma_n = 0,5$ MPa se obtiene: $c \cong 0,25$ MPa y $\phi \approx 45^\circ$, valores que se pueden aplicar sólo en el rango de tensiones normales próximo a 0,5 MPa.

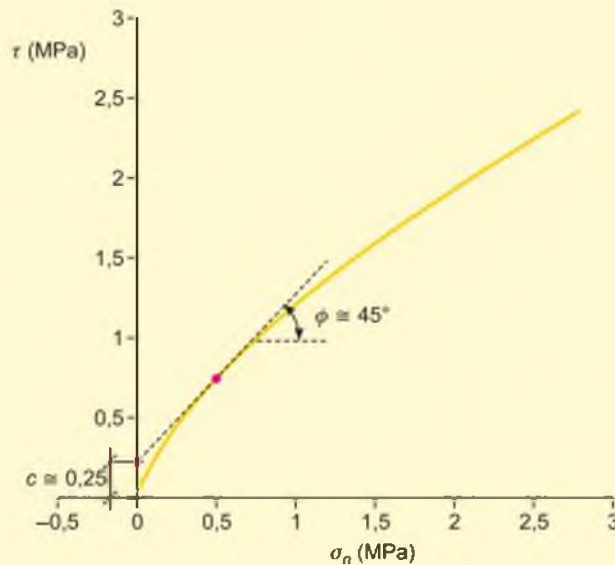


Gráfico para la obtención del valor aproximado de la cohesión y del ángulo de rozamiento equivalente del macizo rocoso a partir del criterio de Hoek y Brown.

Valores aproximados para c y ϕ del macizo rocoso según su calidad

Clase de roca	I	II	III	IV	V
RMR	> 80	61-80	41-60	21-40	< 20
Cohesión (MPa)	> 0,4	0,3-0,4	0,2-0,3	0,1-0,2	< 0,1
Ángulo rozamiento interno	> 45°	35°-45°	25°-35°	15°-25°	< 15°

Criterios de rotura para macizos rocosos anisótropos

■ MACIZOS ESTRATIFICADOS (CON UNA FAMILIA DE JUNTAS)

La resistencia de un macizo rocoso estratificado, suponiendo que la presencia de alguna otra familia de discontinuidades no influye en su comportamiento mecánico, puede ser asimilada a la de la matriz rocosa transversalmente anisótropa. La resistencia del macizo dependerá de la orientación de los esfuerzos aplicados con respecto a la dirección de los planos de estratificación, y variará entre un valor mínimo correspondiente a la resistencia de estos planos y un valor máximo correspondiente a la matriz rocosa. En caso de macizos rocosos con matriz rocosa blanda y anisótropa, por ejemplo rocas arcillosas o margosas, las resistencias pueden presentar muy poca diferencia.

En el caso de roturas a favor de los planos de estratificación, la resistencia del macizo vendrá dada por el criterio de Mohr-Coulomb:

$$\sigma_1 = \frac{2c + \sigma_3[\text{sen } 2\theta + \text{tag } \phi(1 - \cos 2\theta)]}{\text{sen } 2\theta - \text{tag } \phi(1 + \cos 2\theta)}$$

siendo θ el ángulo que forma la normal al plano de rotura con el esfuerzo principal mayor σ_1 . Para valores de θ cercanos a 90° o menores que el ángulo de fricción del plano, ϕ , no es posible la rotura a favor de planos de estratificación, y el macizo romperá a través de la matriz rocosa. Si la matriz rocosa es isotropa, la resistencia puede evaluarse aplicando el criterio Hoek y Brown ($s = 1$):

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sigma_d \sqrt{m\sigma_3/\sigma_d + s}$$

■ MACIZOS DIACLASADOS (VARIAS FAMILIAS DE JUNTAS)

La resistencia de macizos rocosos competentes fracturados afectados por 2 ó 3 familias de discontinuidades

ortogonales entre sí, dependerá de la resistencia de las discontinuidades y del ángulo de incidencia de la carga aplicada con respecto a los planos de debilidad. Para cada posible orientación, será una de las familias la que controle la resistencia del macizo en su conjunto, que se obtiene integrando las curvas de resistencia de cada familia (Figura 3.96). En la curva correspondiente a 3 familias de discontinuidades, se aprecia que el macizo no puede romper a través de matriz rocosa, al prevalecer la orientación de las discontinuidades en cualquier dirección. La resistencia del macizo se va haciendo más uniforme al aumentar las familias.

Si se supone la presencia de 4 familias de discontinuidades en el macizo rocoso, con iguales parámetros resistentes y orientadas en el espacio a 45° entre ellas, la resistencia del macizo rocoso vendrá representada por la superposición de las curvas de resistencia $\sigma_1-\beta$ ($\beta = 90 - \theta$) de cada familia, como queda reflejado en la Figura 3.97. La rotura siempre tendrá lugar a favor de alguna de las 4 familias, dependiendo de la orientación de los esfuerzos. Para cada orientación el comportamiento del macizo está determinado por la resistencia más baja de las curvas individuales de cada familia.

Como se aprecia en la curva de resistencia de la Figura 3.97, para un macizo rocoso con un número suficiente de discontinuidades, puede asumirse un comportamiento isotropo. Hoek y Brown (1980) consideran un macizo rocoso isotropo, con vistas al diseño de excavaciones subterráneas, si aparecen 4 o más familias de discontinuidades. En estos casos, deben emplearse los criterios de rotura para macizos isotropos.

Resumen

En el Cuadro 3.21 se resumen los criterios de rotura aplicables a los distintos casos descritos anteriormente para la evaluación de la resistencia de los macizos rocosos.

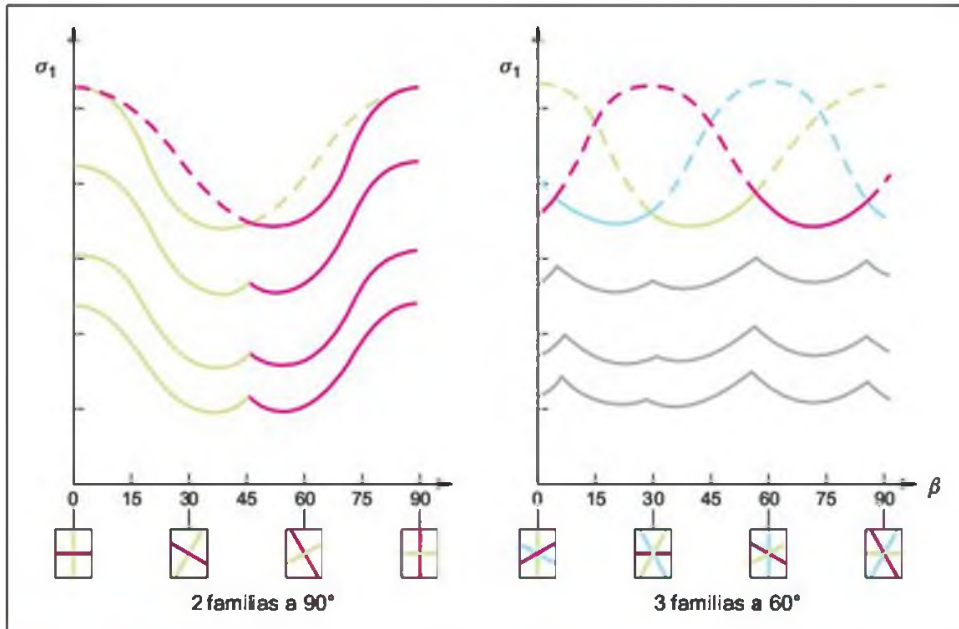


Figura 3.96 Curvas representativas de la resistencia de macizos rocosos afectados por 2 ó 3 familias de discontinuidades (Hoek y Brown, 1980).

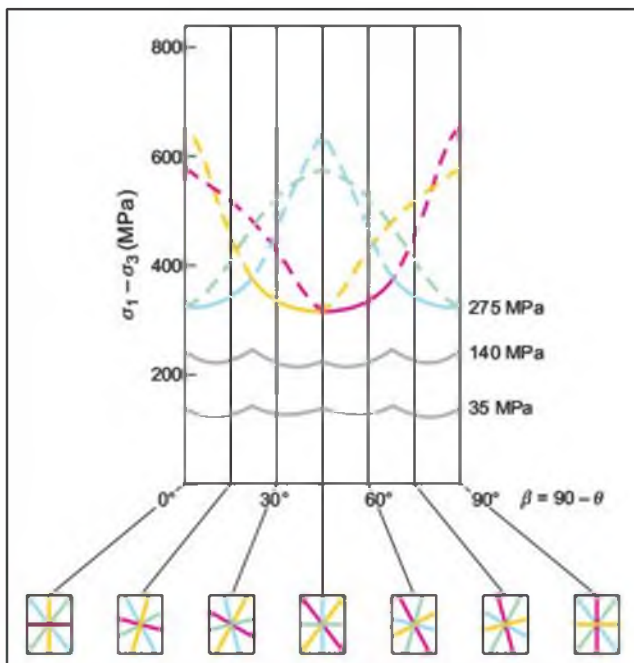


Figura 3.97 Curvas hipotéticas representativas de la resistencia de macizos rocosos afectados por 4 familias de discontinuidades (Brady y Brown, 1985).

Deformabilidad de los macizos rocosos

La deformabilidad de un macizo rocoso viene dada por las relaciones entre los esfuerzos aplicados y las

deformaciones producidas, y queda definida por su **módulo de deformación**, que relaciona la tensión o esfuerzo con la deformación correspondiente. La deformabilidad, al igual que las demás propiedades de los macizos, presenta un carácter anisótropo y discontinuo, por lo que su determinación resulta compleja, siendo uno de los problemas sin resolver adecuadamente en mecánica de rocas. Depende de la deformabilidad tanto de la matriz rocosa como de las discontinuidades, y siempre es mayor que la primera. La deformabilidad de la matriz viene dada por su módulo de Young, $E_i = \sigma/\epsilon$, y la de las discontinuidades por su rigidez, $k = \sigma/\mu$. Las deformaciones en cada caso vienen dadas por σ/E_i y σ/k . Suponiendo un macizo con una única familia de discontinuidades de espaciado S , la deformación transversal a los planos vendrá dada por la suma de la deformación de la matriz y de las discontinuidades σ/k_n , siendo k_n la rigidez normal. Los módulos de deformación están relacionados mediante la expresión (Goodman, 1989):

$$1/E = (1/E_i) + (1/k_n S)$$

donde E es el módulo de deformación del macizo.

Conocidos los valores de estos componentes, puede estimarse la influencia del espaciado en el módulo de deformación del macizo.

La dificultad de realizar ensayos de compresión a escala real en macizos rocosos y de ensayar volúmenes representativos en laboratorio determinan los inconvenientes para estimar de forma directa la deformabilidad. Los métodos para la evaluación de la

Criterios de rotura en macizos rocosos y datos necesarios para su aplicación

Características del macizo rocoso	Rotura a favor de los planos de discontinuidad	Rotura a través de la matriz rocosa
Macizo rocoso masivo sin discontinuidades.	No es posible.	Hoek y Brown (m , para roca intacta y $s = 1$).
Macizo rocoso estratificado.	Mohr-Coulomb (c y ϕ de las discontinuidades).	Hoek y Brown (m , para roca intacta y $s = 1$).
Macizo rocoso con dos familias de discontinuidades.	Mohr-Coulomb (c y ϕ de las discontinuidades).	Hoek y Brown (m , para roca intacta y $s = 1$).
Macizo rocoso con tres familias de discontinuidades ortogonales.	Hoek y Brown (m , s y α del macizo).	Generalmente no es posible. Si lo fuera se aplican iguales criterios que para el caso de 2 familias.
Macizo rocoso con cuatro o más familias de discontinuidades.	Hoek y Brown (m , s y α del macizo).	No es posible.

deformabilidad del macizo se pueden clasificar en directos e indirectos. En el primero se incluyen los ensayos *in situ*, mientras que el segundo grupo incluye los métodos geofísicos y una serie de correlaciones empíricas.

Los métodos más adecuados son los ensayos *in situ*, a pesar de que los diferentes métodos no están suficientemente contrastados para conocer el grado de representatividad de todos ellos. Además, el carácter anisótropo de la deformabilidad y la influencia del propio método de ensayo hace que con frecuencia se obtengan datos muy dispersos para un mismo macizo rocoso.

Ensayos *in situ* para medir la deformabilidad

En la determinación de la deformabilidad mediante ensayos *in situ*, al igual que ocurre para otras propiedades de los macizos rocosos, existen una serie de inconvenientes relacionados con la representatividad y extrapolación de los resultados obtenidos, entre los que se destacan los referidos a la escala del ensayo. La extrapolación de los resultados de ensayos a escala del macizo rocoso, al igual que para los ensayos de laboratorio, solo puede considerarse válida si el volumen de la muestra ensayada es igual o mayor que el denominado «volumen elemental representativo» (VER). Más adelante en este apartado se trata el efecto escala.

Los principales ensayos para determinar la deformabilidad son el de placa de carga, el gato plano y el dilatómetro, descritos en el Apartado 5 del Capítulo 6. El primero se realiza en excavaciones o galerías, el segundo sobre paredes de galerías y el tercero en el

interior de sondeos, siendo éste último el único método para estimar la deformabilidad de los macizos rocosos en profundidad. Los ensayos dilatométricos por lo general proporcionan módulos de deformación considerablemente menores que los ensayos de placa de carga. Existen otros ensayos menos frecuentes y representativos, algunos de los cuales se indican en el Cuadro 3.22, que resume las diferentes características de los ensayos de deformabilidad; el Cuadro 6.13 del Capítulo 6 incluye también algunos aspectos de los ensayos de deformabilidad en rocas.

Como ejemplo para comparación de los resultados obtenidos por los diferentes ensayos y técnicas, en el Cuadro 3.23 se presentan los datos de un caso bien documentado, de los que se obtiene una relación entre el módulo de deformación del macizo *in situ* y el de laboratorio de la matriz rocosa: $E_{\text{in situ}}/E_{\text{lab}} = 0,35$.

Métodos geofísicos

Estos métodos permiten estimar la deformabilidad «dinámica» del macizo rocoso, y se basan en los valores de la velocidad de las ondas elásticas de compresión o longitudinales, V_p , y de cizalla o transversales, V_s , a través del macizo rocoso. Las constantes de deformabilidad estática pueden obtenerse a partir de las dinámicas mediante correlaciones, en general, poco precisas.

La velocidad de propagación de las ondas longitudinales depende del tipo de material rocoso, de su grado de alteración y fracturación, del estado de esfuerzos y de las condiciones hidrogeológicas.

Los módulos elásticos dinámicos del macizo, E_d y ν_d , se obtienen a partir de las fórmulas incluidas en el Apartado 3.4 (ensayo de velocidad de ondas sónicas).

Ensayos *in situ* para determinar la deformabilidad de los macizos rocosos

Tipo	Tamaño	Lugar	Ventajas	Inconvenientes
Gato plano (<i>flat jack</i>)	Algunos m ³ .	En paredes de galerías, túneles, etc.	Muestras grandes. Distribución de tensiones bien conocida. Multietapas.	Costoso. Se necesitan obras especiales. Pocos ensayos.
Placa de carga	Hasta 1 m ³ , dependiendo del tamaño de placa.	En galerías, túneles, pozos, etc.	Muestras grandes. Muestras poco perturbadas.	Distribución de tensiones mal conocida. Hay que hacer supuestos para la interpretación. Costoso. Obras especiales. Pocos ensayos.
Dilatómetro	Algunos dm ³ .	En sondeos.	Puede hacerse en profundidad. Buen método para obtener la distribución de la deformabilidad del macizo con juntas cerradas. Bajo coste.	Muestras pequeñas. Distribución de tensiones desconocida. Requiere supuestos adicionales.
Gato radial	Algunos m ³ , dependiendo del tamaño del gato.	En galerías especiales.	Muestra grande. Muy adecuado para galerías a presión.	Muy costoso. Normalmente sólo un ensayo.
Triaxial a gran escala	Algunos m ³ .	Cerca de la superficie, en galerías, túneles, etc.	Muestra grande. Distribución de tensiones bien conocida.	Muy costoso. Obras especiales. Muy pocos ensayos.
Pilar de carga	Algunos m ³ .	En galerías especiales.	Muestra grande. Distribución de tensiones bien conocida.	Muy costoso. Obras especiales. Muy pocos ensayos.

Modificado de Serrano, 1997.

Módulos de deformación de un macizo rocoso en filitas

Método	Número de ensayos	Rango de valores (GPa)	Valor medio (GPa)	Desviación estándar
Gato plano pequeño	9	25,2-47,9	31,8	6,9
Dilatómetro	6	6,0-20,0	12,0	6,2
Relajación en túneles	4	9,7-39,6	20,0	13,4
<i>Petite sismique</i>	25	12,3-21,5	15,4	4,6
Índice de calidad RMR	7	15,1-22,4	20,1	2,6
Valor medio <i>in situ</i>	—	—	19,8	—
Ensayos de laboratorio	7	46,0-69,0	56,0	11,9

Bieniawski, 1984.

El valor del módulo de deformación dinámico E_d es mayor que el determinado a partir de ensayos estáticos *in situ*.

A pesar de los intentos realizados para la determinación de la relación entre el módulo de deformación estático del macizo rocoso y el módulo de la roca intacta medido en laboratorio, a partir del denominado índice de velocidad relativa $(V_{p\text{ situ}}/V_{p\text{ lab}})^2$ ó $(V_F/V_L)^2$ (el cuadrado de la relación entre la velocidad de las ondas longitudinales medida en campo y en laboratorio en probetas de matriz rocosa), no se han obtenido resultados representativos.

Correlaciones empíricas

Diversos autores han propuesto correlaciones empíricas para la evaluación del módulo de deformación en macizos rocosos a partir de otros parámetros, aunque hasta la actualidad estas relaciones no están suficientemente contrastadas. Los valores así obtenidos representan un valor medio orientativo del módulo de deformación, y en su aplicación debe ser considerado el carácter anisótropo de la deformabilidad de los macizos rocosos.

A partir del índice de calidad RQD (descrito en el

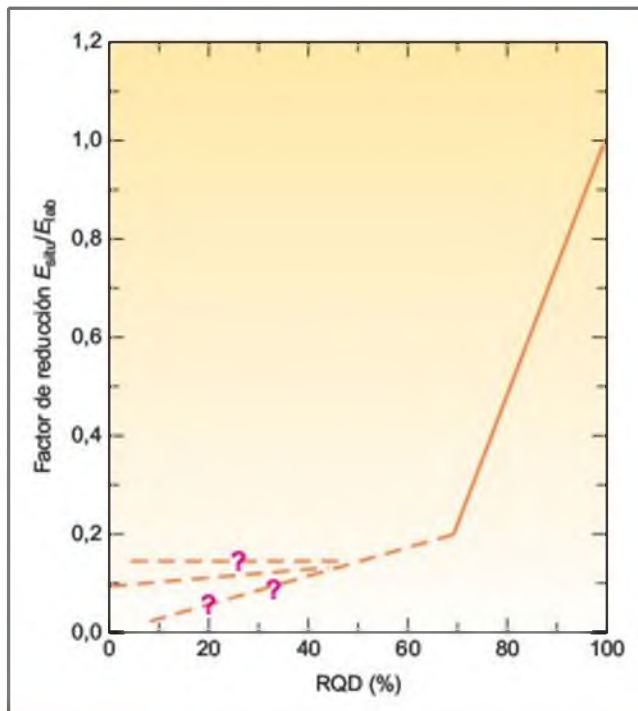


Figura 3.98 Correlación entre el factor de reducción y el RQD (Bieniawski, 1984).

Apartado 6.3 del Capítulo 6) o de índices de **velocidad de las ondas sísmicas**, se han establecido correlaciones con el módulo de deformación del macizo o con el denominado **factor de reducción** (relación entre el módulo estático del macizo rocoso obtenido de ensayos *in situ* y el módulo de la roca intacta medido en laboratorio: E_{situ}/E_{lab} ó E/E_i). Las Figuras 3.98 y 3.99 y el Cuadro 3.24 muestran estas relaciones, aunque en general se trata de correlaciones poco precisas y no suficientemente contrastadas. La presencia de discontinuidades, su espaciado y orientación, han sido considerados igualmente por diferentes autores para la evaluación empírica del módulo de deformación del macizo a partir del RQD.

Según Bieniawski (1984) los módulos de deformación determinados *in situ* resultan ser entre 0,2 y 0,6 del valor medido en laboratorio para la matriz rocosa, dependiendo de la calidad de la roca. Este mismo autor apunta los resultados obtenidos por Heuze (1980), con un valor de 2,5 para la relación entre el módulo de deformación medido en laboratorio y los valores determinados *in situ*.

A continuación se incluyen algunas correlaciones propuestas por diferentes autores (Cuadro 3.25):

- Bieniawski (1978) estableció una relación entre el módulo de deformación *in situ* del macizo rocoso, E (GPa) y el índice RMR (descrito en el

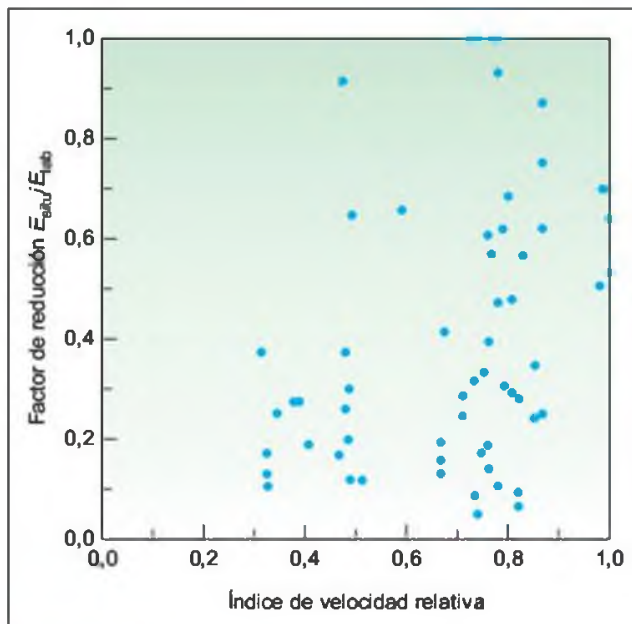


Figura 3.99 Correlación entre el factor de reducción y el índice de velocidad relativa (Coon and Merrit, 1970; en Johnson y De Graff, 1988).

Apartado 3.8) a partir de ensayos *in situ*; la correlación es válida para macizos rocosos de buena calidad, con valores de RMR > 50-55 (Figura 3.100):

$$E = 2RMR - 100$$

- Serafim y Pereira (1983) dedujeron una expresión en función del valor del RMR, válida para el rango RMR < 50, y particularmente para valores de E entre 1 y 10 GPa. Para macizos rocosos de calidad baja-muy baja se obtienen valores demasiado altos:

$$E = 10 \left(\frac{RMR - 10}{40} \right)$$

Las expresiones anteriores no tienen en cuenta datos de laboratorio y son independientes de las propiedades deformacionales de la matriz rocosa.

Debido a la variabilidad de la deformabilidad en los macizos rocosos, es recomendable considerar un intervalo de variación en función de un valor máximo y mínimo con respecto al valor de E determinado *in situ*: $E_{min} = 0,4 E$ y $E_{max} = 1,6 E$.

- Hoek *et al.*, 1995 (en Hoek y Brown, 1997) proponen una modificación de la expresión de

Factor de reducción E/E_1 , y relaciones con otros parámetros

E/E_1	E/E_1 y RQD	E/E_1 y velocidad de ondas sísmicas
<p>$E = E_1/2,5$ (Heuze, 1980).</p> <p>$E = 0,2$ a $0,6 E_1$, según la calidad de la roca (Bieniawski, 1984).</p> <p>$E = jE_1$ (j = espaciado medio de discontinuidades) (Kulhawy y Goodman, 1980).</p>	<p>Correlación aceptable para macizos rocosos de buena calidad (Coon y Merritt, 1970).</p> <p>E/E_1 y E son función de:</p> <ul style="list-style-type: none"> — RQD, orientación y espaciado de las discontinuidades (Priest y Hudson, 1976). — Propiedades de las discontinuidades y su rigidez. 	<p>E/E_1 y (V_F/V_L): resultados no representativos; mala correlación para macizos rocosos de buena calidad (Coon y Merritt, 1970).</p> <p>Existe correlación entre el cociente E_d/E y la longitud de las ondas S.</p> <p>Correlación entre E y la frecuencia f de las ondas S: $E = 0,054f - 9,2$ (Schneider, 1967; Bieniawski, 1984).</p> <p>$E_d > E$ en rocas fracturadas.</p> <p>$E_d/E \leq 13$.</p>

E = Módulo de deformación *in situ* del macizo rocoso.
 E_1 = Módulo de deformación de la matriz rocosa medido en laboratorio.
 E_d = Módulo de deformación dinámico del macizo rocoso.
 V_F/V_L = Índice de velocidad relativa (relación entre la velocidad de las ondas longitudinales medida en campo y en laboratorio).
 V_F varía con el tipo de roca, grado de meteorización, intensidad de fracturación, estado de esfuerzos *in situ* y condiciones hidrológicas.

Criterios empíricos para la estimación del módulo de deformación en macizos rocosos

Criterio	Aplicación	
<p>$E = 2 \text{ RMR} - 100$ (GPa) (Bieniawski, 1978).</p>	<ul style="list-style-type: none"> — Macizos rocosos de buena calidad, RMR > 50-55. — No válido para macizos de baja calidad. 	<ul style="list-style-type: none"> — No tienen en cuenta los datos de laboratorio.
<p>$E = 10^{\text{RMR}-10/40}$ (GPa) (Serafim y Pereira, 1983).</p>	<ul style="list-style-type: none"> — Macizos rocosos de calidad media-baja, $10 < \text{RMR} < 50$. — Especialmente válido para valores $1 < E < 10$ GPa. — Para macizos rocosos de calidad baja-muy baja se obtienen valores demasiado altos. 	<ul style="list-style-type: none"> — E no es función del valor de σ_{ci} ni de E_1.
<p>$E = \sqrt{(\sigma_{ci}/100)} 10^{0,25(\text{GSI}-10/40)}$ (σ_{ci} en MPa; E en GPa) (Hoek, 1995).</p>	<ul style="list-style-type: none"> — Indicado para macizos rocosos débiles o blandos, con calidad baja-muy baja y matriz rocosa con $\sigma_{ci} < 100$ MPa. 	<ul style="list-style-type: none"> — E es función del valor de σ_{ci}.

E = Módulo de deformación empírico del macizo rocoso.
 E_1 = Módulo de deformación de laboratorio de la matriz rocosa.
GSI = Índice geológico de resistencia (*geological strength index*).
 σ_{ci} = Resistencia a compresión simple de la roca intacta.

- Correlaciones no suficientemente contrastadas hasta la actualidad.
- Los criterios aportan valores poco precisos, con carácter orientativo.
- Por lo general sobrevaloran el valor del módulo de deformación del macizo rocoso.
- No consideran el carácter anisótropo que puede presentar el módulo de deformación *in situ*.
- Se recomienda tomar un rango de valores para el macizo rocoso entre $0,4E$ y $1,6E$.

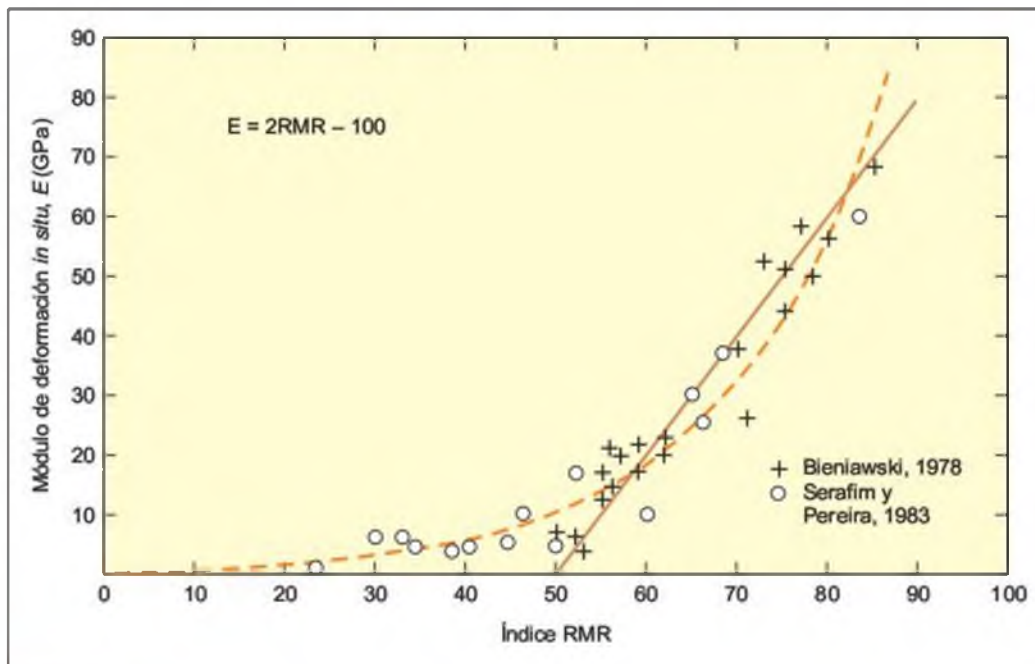


Figura 3.100 Correlación entre el módulo de deformación *in situ* y el índice RMR (Bieniawski, 1984).

Serafim y Pereira en base a observaciones y *back-analysis* del comportamiento de excavaciones subterráneas en macizos de mala calidad, donde se ha observado la no validez de la expresión citada al obtenerse valores de E superiores al valor de la roca intacta en laboratorio, E_{lab} . Esta nueva expresión considera el valor de la resistencia a compresión simple de la matriz rocosa y sustituye el parámetro RMR por el GSI, índice que se obtiene a partir de las características del macizo rocoso:

$$E = \sqrt{\frac{\sigma_{ci}}{100}} 10^{\left(\frac{GSI - 10}{40}\right)}$$

donde σ_{ci} está en MPa y E en GPa.

Su aplicación está indicada para macizos rocosos débiles o blandos, con calidad baja, en los que la matriz rocosa presenta una resistencia a compresión simple inferior a 100 MPa. En macizos rocosos blandos las propiedades de la matriz rocosa influyen decisivamente en el proceso deformacional del macizo, hecho que considera la expresión anterior. En la Figura 3.101 se muestra la relación entre los parámetros incluidos en la ecuación anterior.

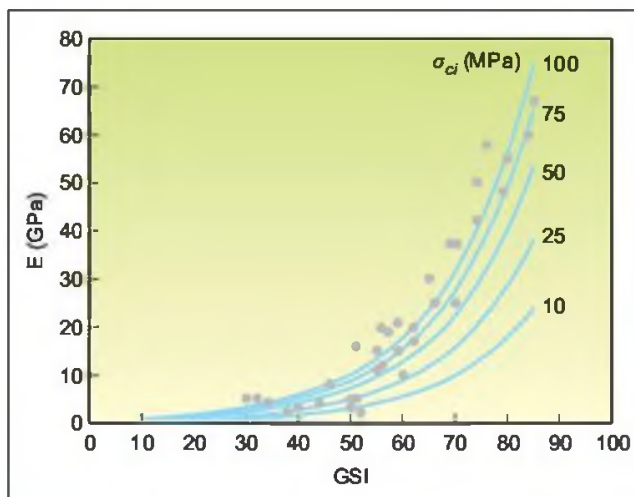


Figura 3.101 Relación entre el índice GSI, el módulo de deformación del macizo y la resistencia a compresión simple de la matriz rocosa (Hoek y Brown, 1997). Los puntos corresponden a módulos *in situ* obtenidos por Serafim y Pereira (1983) y Bieniawski (1978).

Permeabilidad y presión de agua

Con respecto al comportamiento hidrogeológico del macizo rocoso, los parámetros más importantes a te-

ner en cuenta son la permeabilidad y la presión intersticial. Excepto en el caso de matriz rocosa permeable, el agua circula a favor de las discontinuidades, huecos, etc., y las presiones ejercidas pueden variar con cierta velocidad por la facilidad de circulación del agua en las juntas.

La permeabilidad del macizo rocoso con matriz rocosa de baja permeabilidad está controlada por la intensidad de fracturación, la interconexión de las discontinuidades y la permeabilidad de las mismas. Su determinación es compleja por la gran variabilidad que presenta, incluso en zonas próximas dentro del mismo macizo rocoso. La presencia de varias familias de juntas, de discontinuidades singulares como las fallas, las zonas meteorizadas, alteradas, tectonizadas, etc., suponen zonas de anisotropía en la permeabilidad del macizo.

La permeabilidad de los macizos se evalúa *in situ* mediante ensayos de permeabilidad (descritos en el Apartado 6.5 del Capítulo 6), siendo el ensayo Lugeon el más característico. En el Cuadro 6.10 del Capítulo 6 se presenta una clasificación de los macizos rocosos en función de los resultados obtenidos en este ensayo.

Existe una serie de expresiones empíricas que permiten estimar la permeabilidad de macizos rocosos fracturados en casos simples. La permeabilidad de un sistema de discontinuidades depende de su abertura, relleno y espaciado (Figura 3.90). Como se indicó en el Apartado 3.5 el coeficiente de permeabilidad de una familia de discontinuidades planas y limpias, suponiendo un flujo laminar, puede estimarse a partir de la expresión empírica:

$$k = g a^3 / 12 \eta b$$

donde g es la aceleración de la gravedad, a es la abertura de las discontinuidades, η es el coeficiente de viscosidad cinemática (0,0101 cm²/s para agua pura a 20° C) y b es el espaciado entre las discontinuidades.

El valor de k representa el máximo que puede presentar un macizo rocoso con matriz de baja permeabilidad afectado por una familia de juntas (la permeabilidad de la matriz rocosa se desprecia al ser muy pequeña en comparación con la de los planos abiertos).

Si las discontinuidades aparecen rellenas, el coeficiente de permeabilidad será menor, y la permeabilidad de la matriz rocosa puede tener influencia en la permeabilidad global del macizo; en este caso la permeabilidad del macizo viene dada por:

$$k = (a/b)k_r + k_i$$

siendo k_r el coeficiente de permeabilidad del material de relleno y k_i el de la matriz rocosa.

En caso de matriz rocosa permeable, el valor de k

puede obtenerse en ensayos de laboratorio o de tablas bibliográficas (Cuadro 3.3).

Suponiendo un macizo rocoso con tres familias de discontinuidades ortogonales, con igual espaciado y abertura, la permeabilidad viene dada por:

$$k = (2a^3 \gamma_w / 12 \mu b) + k_i$$

donde γ_w es el peso específico del agua y μ es el coeficiente de viscosidad dinámica del agua (0,01005 g s⁻¹ cm⁻¹ a 20°).

El modelo de flujo y drenaje de un macizo rocoso fracturado está condicionado por la orientación de las diferentes familias y por sus permeabilidades. Un macizo rocoso con dos o más familias de discontinuidades presenta permeabilidad anisótropa; por lo general, a efectos prácticos, se suele tomar el mayor valor de k de los correspondientes a cada familia.

La presión de agua en el interior del macizo rocoso es independiente de la permeabilidad, pero depende del modelo de flujo. La anisotropía en la distribución de la permeabilidad es de gran importancia para evaluar las presiones de agua.

Siempre que exista agua en el interior del macizo rocoso, en la matriz rocosa o en las discontinuidades, la evaluación de la resistencia debe realizarse en términos de tensiones efectivas, restando la presión de agua al esfuerzo total normal actuante. No obstante deben considerarse los siguientes aspectos:

- En la práctica, el principio de la tensión efectiva no se aplica a la matriz rocosa impermeable o de elevada resistencia.
- En macizos rocosos fracturados y con matriz rocosa impermeable o de elevada resistencia, la presión intersticial actúa sobre las discontinuidades, zonas de alteración o zonas de debilidad.
- En macizos rocosos intensamente fracturados, aún con matriz rocosa impermeable, el agua juega un papel importante en la reducción de la resistencia, al asimilarse su comportamiento a un medio isótropo granular.
- El papel de la presión de agua también debe ser considerado en macizos rocosos altamente meteorizados o formados por matriz rocosa blanda; no obstante, en estos casos, la resistencia puede llegar a ser tan baja que el papel de la presión de agua en su evaluación puede ser secundario.

La medida de presiones se realiza por métodos directos como los piezómetros (descritos en el Apartado 6.6 del Capítulo 6) o indirectos, a partir de la red de flujo del macizo rocoso o a partir de la medida del nivel freático. En el Apartado 2.3 del Capítulo 2 se describe el proceso para la construcción de la red y la

estimación de las presiones intersticiales; en el Recuadro 9.1 del Capítulo 9 se muestra un ejemplo de red de flujo para un talud. Si no se dispone de datos para el dibujo de la red de flujo, la presión puede estimarse asimilándola al peso de la columna de agua sobre el punto de interés (en caso de acuífero libre):

$$u = \gamma_w h$$

El interés de evaluar la presión de agua estriba principalmente en su aplicación al cálculo de los esfuerzos que actúan sobre los macizos rocosos. El incremento de la presión de agua puede dar lugar por sí mismo a la rotura a favor de un plano de discontinuidad.

Efecto escala

La determinación de las propiedades de la matriz rocosa, de las discontinuidades y del macizo rocoso siempre lleva consigo un cierto grado de incertidumbre debido a la variabilidad de las mismas. Las propiedades físicas de las rocas dependen generalmente de los puntos ensayados (heterogeneidad), de la dirección considerada para su determinación (anisotropía), y del volumen involucrado en el ensayo (efecto escala).

El **efecto escala** es la consecuencia más importante del carácter heterogéneo y discontinuo de los macizos rocosos. La extrapolación de los resultados de los ensayos a la escala de macizo sólo puede considerarse válida si el volumen de la muestra ensayada es representativo del conjunto. En la Figura 3.102 se representa el efecto escala en los macizos rocosos, ilustrando la variación de las muestras con el aumento de su tamaño, involucrando sucesivamente a la matriz rocosa, a la matriz y una única discontinuidad, varias familias de discontinuidades y al macizo rocoso en su conjunto. Muestras procedentes del mismo macizo ro-

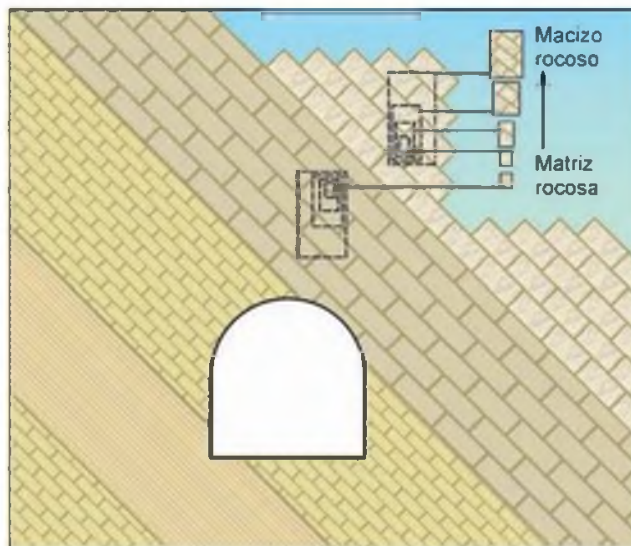


Figura 3.102 Representación del efecto escala (Cunha, 1990).

coso, sometidas a cargas bajo las mismas condiciones, presentan propiedades variables en función del tamaño. A nivel de ensayo de laboratorio, el efecto escala se evidencia cuando al ensayar muestras del mismo macizo y de diferente tamaño se obtienen resultados variables y dispersos (Figura 3.103). Según la ISRM existe efecto escala cuando conjuntos de muestras del mismo universo con diferentes tamaños muestran distribuciones estadísticas con diferentes parámetros para una misma propiedad.

Sobre la base de datos experimentales, se ha observado que a partir de un determinado volumen de la muestra los resultados de los ensayos son independientes del tamaño. Este volumen, el más pequeño considerado representativo del comportamiento del macizo rocoso para una determinada propiedad, es el

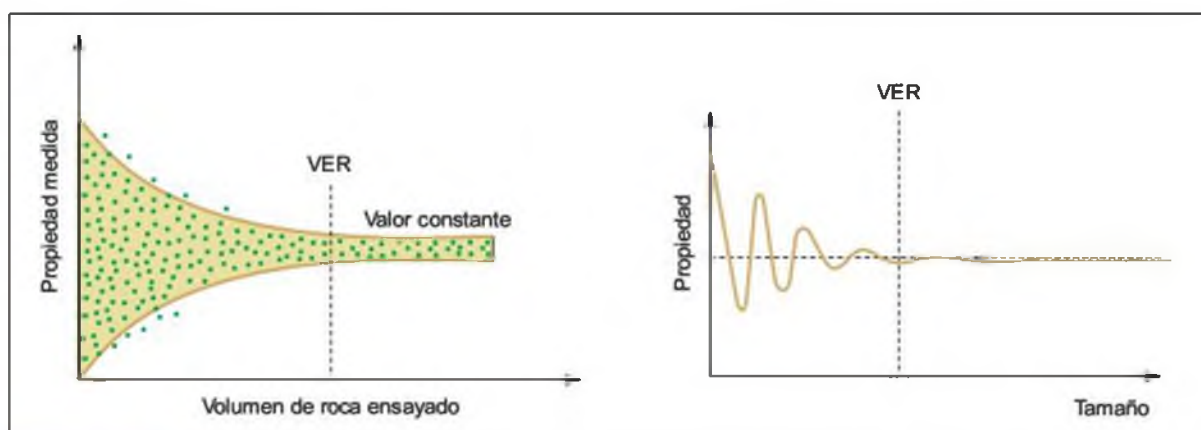


Figura 3.103 Las propiedades de las rocas varían según el volumen considerado. Por lo general, la dispersión de los valores medidos disminuye al aumentar el tamaño.

llamado «volumen elemental representativo» (Figura 3.103). El VER puede variar significativamente según la propiedad considerada, y de un macizo rocoso a otro. Para algunas propiedades como la deformabilidad este volumen puede ser muy grande, más allá del que razonablemente se puede ensayar en laboratorio. En general, no es posible establecer este volumen, y si se consigue casi siempre es demasiado grande para llevar a cabo los ensayos.

El VER suele ser mayor que los volúmenes de roca que se ensayan habitualmente. En la mayoría de los casos sólo es posible hacer unos pocos ensayos a gran escala para la caracterización del macizo rocoso, y a veces ninguno. Por lo general hay que extrapolar al macizo los resultados obtenidos con ensayos a pequeña escala, de laboratorio o *in situ*. También, en lo referente a la aplicación de los diferentes criterios de rotura empíricos, debe considerarse el efecto escala, sobre todo en aquellos obtenidos principalmente a partir de ensayos de laboratorio.

Los datos experimentales muestran que para muchas de las propiedades del macizo rocoso, entre ellas la deformabilidad y la resistencia, el aumento del tamaño de la muestra disminuye la dispersión de los resultados de los ensayos, aunque el valor medio en ciertos casos no varíe. Así pues, cuanto menor sea el tamaño de las muestras, serán necesarios más ensayos para obtener la misma fiabilidad en el valor medio estimado.

Debido a su complejidad, el efecto escala no está suficientemente estudiado, pero cabe esperar que los factores de seguridad utilizados hasta ahora en las distintas aplicaciones de la ingeniería geológica irán siendo reemplazados gradualmente por un conocimiento cualitativo y cuantitativo acerca de la influencia ejercida por el tamaño de muestra sobre los resultados de los ensayos. El establecimiento de esta relación permitirá una selección de los parámetros geotécnicos de diseño con mayor base científica (Cunha, 1990).

El efecto escala afecta a la medida de propiedades como la resistencia, deformabilidad, permeabilidad y estado de esfuerzos natural de los macizos rocosos, así como a la medida de la resistencia y deformabilidad de la matriz rocosa y de las discontinuidades.

■ MATRIZ ROCOSA

En la matriz rocosa, el efecto escala se debe a la heterogeneidad y variabilidad mineralógica y estructural. La **resistencia** a la compresión decrece al aumentar el tamaño de las muestras, como se refleja en los ejemplos de las Figuras 3.104 y 3.105. Hoek y Brown, (1980) y Barton (1990) proponen la siguiente relación

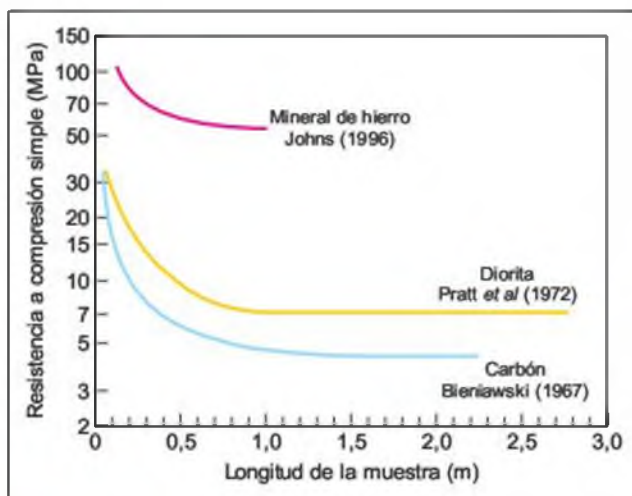


Figura 3.104 Variación de la resistencia con el tamaño de la muestra para varios tipos de roca (Bieniawski, 1984).

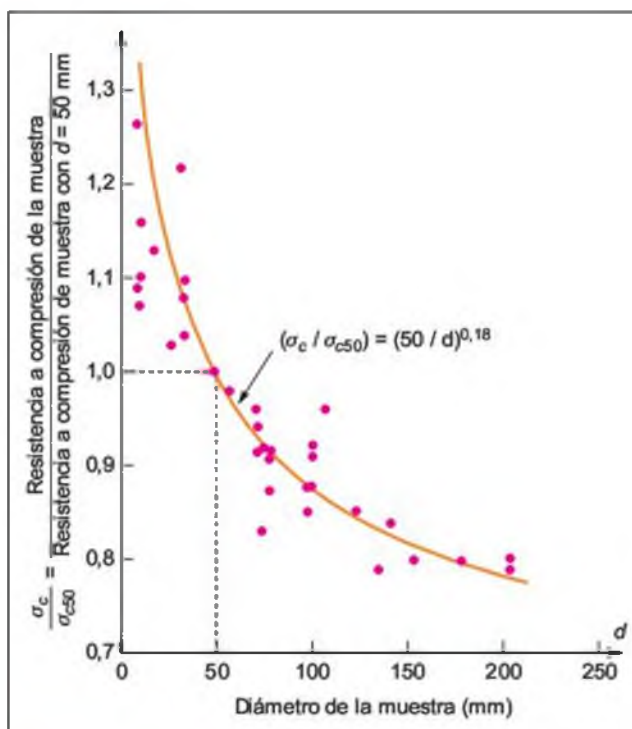


Figura 3.105 Variación de la resistencia a compresión simple con el tamaño de la muestra para diferentes tipos de rocas. Los valores de resistencia se han referido a una muestra de 50 mm de diámetro para eliminar las influencias en las variaciones de las características del ensayo (Hoek y Brown, 1980).

entre la resistencia a compresión simple de una muestra de diámetro d y la correspondiente a una muestra

de diámetro de 50 mm, válida para valores de d entre 10 y 200 mm:

$$\sigma_c = \sigma_{c50} \left(\frac{50}{d} \right)^A$$

donde A vale 0,18 ó 2 según cada autor.

Con respecto a la **deformabilidad**, el módulo de deformación medio es independiente del tamaño, pero las desviaciones en los resultados disminuyen con el aumento del volumen de las muestras.

■ DISCONTINUIDADES

El efecto escala referido al comportamiento mecánico de las discontinuidades ha sido expuesto en parte en el Apartado 3.5. Depende principalmente de la rugosidad de los planos y del área considerada en el ensayo. En los ensayos de laboratorio sólo está representada la rugosidad a pequeña escala, mientras que en los ensayos *in situ* se puede considerar la ondulación o rugosidad a mayor escala. Esta variación del área es la principal responsable del efecto escala en la estimación de la resistencia al corte de planos rugosos, al influir, entre otros aspectos, en la concentración de esfuerzo efectivo en los contactos de las paredes de las juntas durante la cizalla. A pesar de existir en la bibliografía opiniones contrapuestas, Bandis *et al.* (1983) y Cunha (1990) establecen las siguientes conclusiones con respecto a la influencia de la escala en la evaluación del comportamiento mecánico de discontinuidades rugosas. Al aumentar el tamaño del área ensayada:

- La resistencia al corte, τ , disminuye.
- La curva esfuerzo-desplazamiento tangencial varía de frágil a dúctil.
- El desplazamiento tangencial de pico aumenta.
- La rigidez referida a los desplazamientos tangenciales, k_s , disminuye.
- La dispersión de los valores de τ y k_s disminuye.

La Figura 3.106 representa estos efectos, donde se pone claramente de manifiesto la disminución de la resistencia al aumentar el área de ensayo y la variación de la forma de las curvas.

El efecto escala sobre la resistencia al corte es mayor cuanto mayor es la rugosidad, y disminuye al aumentar la escala de ensayo. Si los esfuerzos normales sobre la discontinuidad son elevados, no teniendo lugar dilatancia durante el proceso de corte, la influencia de la escala puede llegar a ser nula. La Figura 3.107 representa la influencia del esfuerzo normal efectivo sobre la resistencia al corte de discontinuidades en ensayos de laboratorio e *in situ* en diferentes

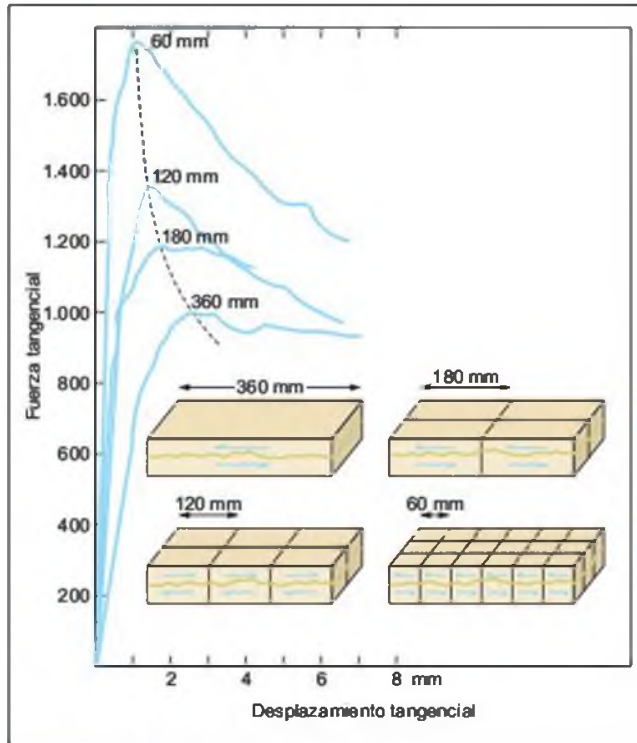


Figura 3.106 Influencia del tamaño de las muestras en el comportamiento esfuerzo-deformacional de las discontinuidades (Bandis, 1980; en Cunha, 1990).

tamaños de muestras. Para ensayos de laboratorio con bajos esfuerzos normales, el tamaño de las muestras influye definitivamente, obteniéndose una elevada dispersión en los resultados, mientras que ésta es considerablemente menor para los ensayos *in situ* sobre áreas mayores; para altas tensiones normales, la dispersión de los datos de laboratorio e *in situ* no es tan significativa, debido a que se anulan los efectos de la rugosidad en la resistencia al corte de las juntas. En todos los casos, la dispersión de los valores de τ , y por tanto de k_s , aumenta al incrementarse el valor del esfuerzo normal sobre las discontinuidades.

■ MACIZO ROCOSO

Conforme se considera un mayor volumen de macizo rocoso, se permite a las discontinuidades jugar un papel más importante en su resistencia y deformabilidad, aspecto reflejado en la Figura 3.102. El VER del macizo será función del espaciado de las juntas, con dimensiones varias veces superiores a éste.

La **resistencia** a compresión, al igual que ocurre con otras propiedades del macizo, se reduce con el incremento del tamaño de la muestra, tendencia similar a la de la matriz rocosa y a la de las discontinuidades

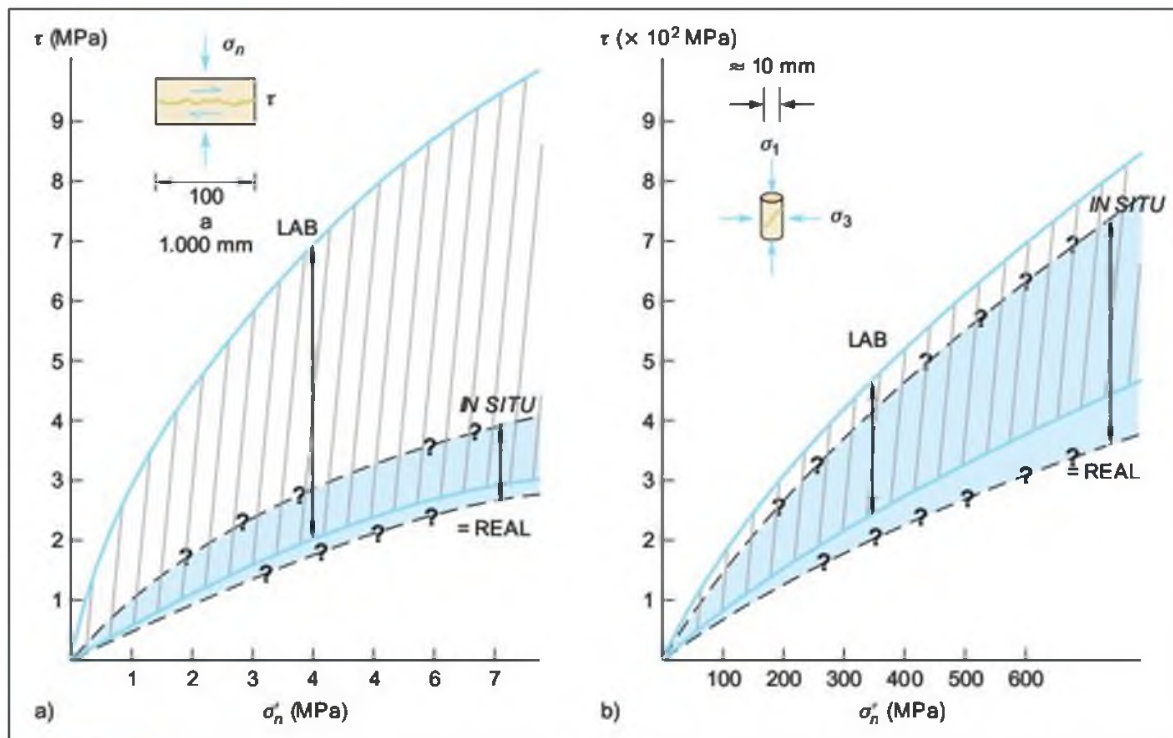


Figura 3.107 Representación de la influencia de la magnitud de la tensión normal en la resistencia al corte de discontinuidades. a) Ensayos de resistencia al corte en laboratorio e *in situ* en muestras de 100 a 1.000 mm de longitud. b) Ensayos triaxiales en probetas de 10 mm de diámetro (Barton, 1990).

individuales, de las que depende la resistencia del macizo. No obstante, los diferentes modelos de rotura pueden modificar el comportamiento del macizo rocoso, no permitiendo establecer, por el momento, un criterio general.

Dada la práctica imposibilidad de determinar la resistencia del macizo rocoso en ensayos *in situ*, frecuentemente se aplican criterios de rotura que deben ser interpretados teniendo en cuenta la escala de aplicación. Así, el criterio de rotura de Hoek y Brown considera en parte este efecto al incorporar las constantes m y s del macizo rocoso, que dependen del grado de fracturación y de las características del macizo.

Respecto a la **deformabilidad**, los estudios teóricos y experimentales coinciden en la independencia entre los valores medios del módulo de deformación y el tamaño de la muestra ensayada para una misma intensidad de fracturación o frecuencia de juntas del macizo rocoso. Sin embargo, la dispersión de los resultados disminuye con el aumento del volumen ensayado, al igual que ocurre para la matriz rocosa.

La deformabilidad depende del grado de fracturación y de las propiedades deformacionales de las discontinuidades y de la matriz rocosa. Al aumentar la intensidad de fracturación aumenta la deformabilidad del macizo, debido a la influencia de un número cre-

ciente de discontinuidades. En la Figura 3.108 se presentan los resultados de ensayos biaxiales llevados a cabo en muestras con diferente intensidad de fracturación y tamaño de bloque. Las curvas esfuerzo-deformación obtenidas muestran una disminución del valor del módulo de Young, E , al reducirse el tamaño de los bloques y, en contra de lo que cabría esperar, un aumento de la resistencia, fenómeno explicable por la variación del mecanismo de rotura de traslacional a rotacional. Con respecto a la influencia del tamaño de la muestra ensayada, en la Figura 3.109 se presentan los valores del módulo de elasticidad obtenidos en ensayos de laboratorio e *in situ* (dilatómetros y gato plano a gran escala). Al tiempo que aumenta el volumen ensayado, y por tanto se considera mayor número de discontinuidades, la dispersión de los resultados y el valor medio de E disminuyen.

No obstante, también debe considerarse la influencia del tipo de ensayo realizado (Cunha, 1990, y Iofis y Rechitski, 1993; en Serrano, 1997). El módulo de deformación medido con dilatómetro para volúmenes de 10, 20 y 30 m^3 no varía, y la dispersión de los datos se reduce al aumentar de tamaño. Los resultados de ensayos de placa de carga muestran una variación del módulo de deformación según el tamaño del ensayo sobre diferentes tipos de roca, no existiendo una

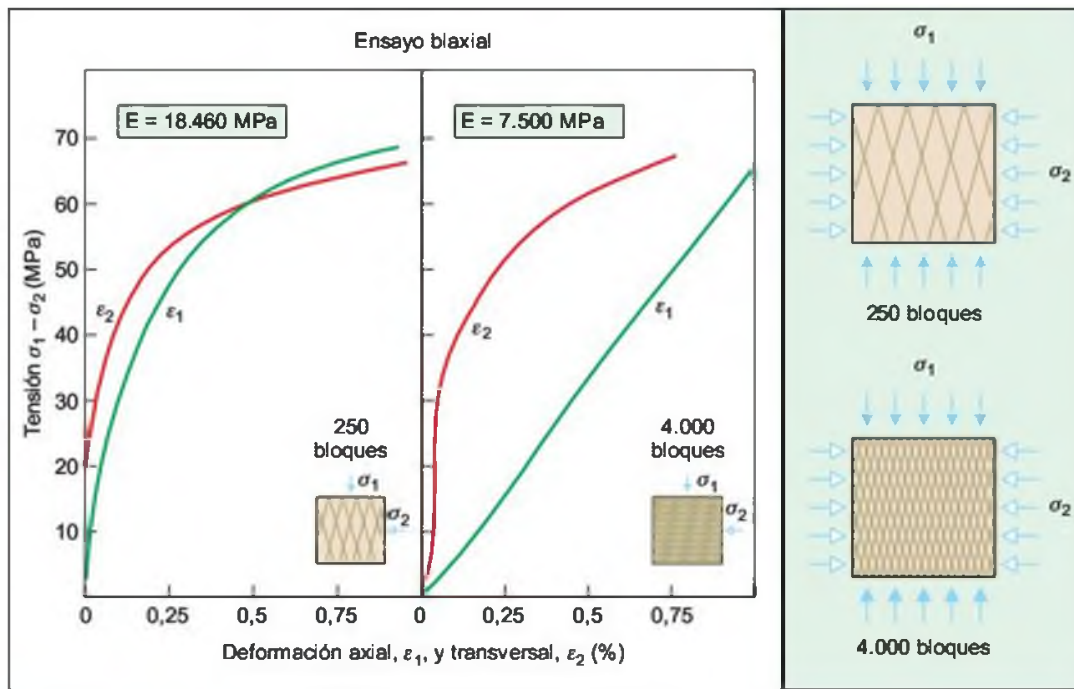


Figura 3.108 Efecto del tamaño de bloque sobre la resistencia al corte del macizo rocoso (modificado de Barton, 1990).

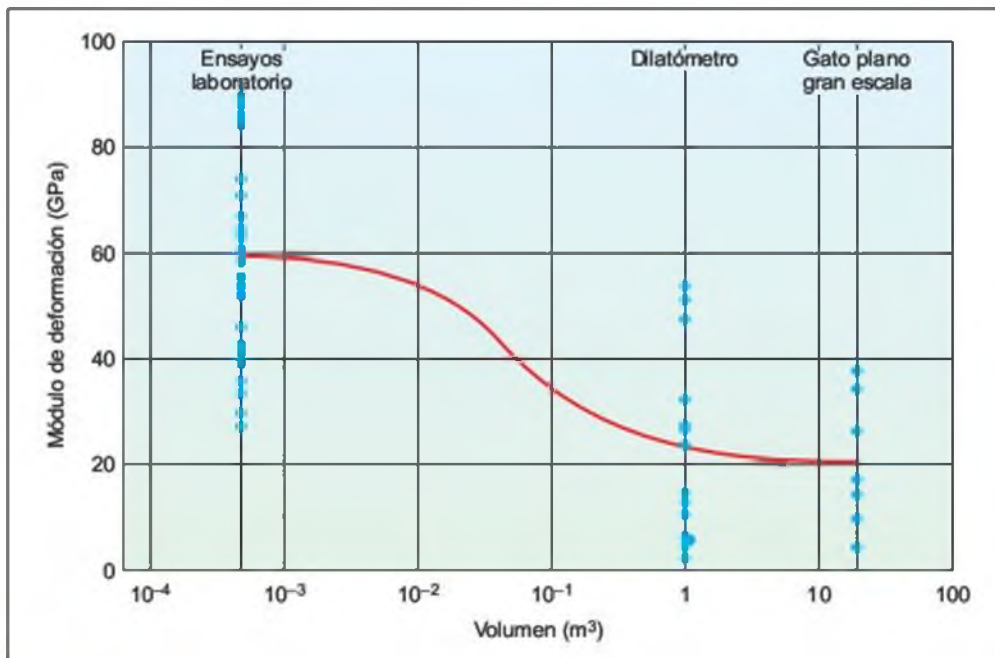


Figura 3.109 Variación de la deformabilidad del macizo rocoso en función de la escala considerada; la curva tiende a estabilizarse para volúmenes cercanos al VER (Cunha y Muralha, 1990).

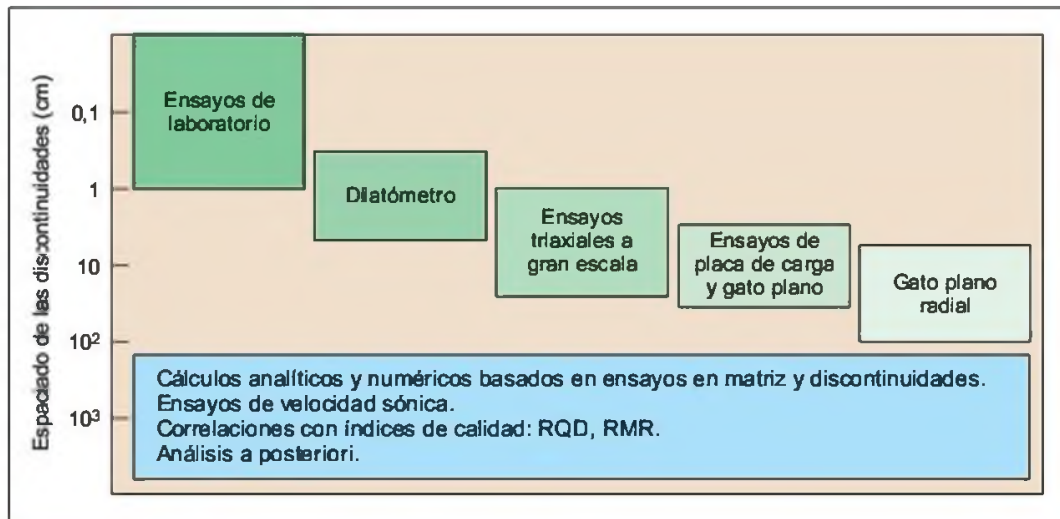


Figura 3.110 Métodos para estimación de la deformabilidad del macizo según el espaciado de las discontinuidades (modificado de Natau, 1990).

ley única para el efecto escala; en unos casos el módulo de deformación disminuye y en otros aumenta con el incremento del área de carga. En la Figura 3.110 se presentan los diferentes procedimientos para estimar la deformabilidad en función del espaciado de las juntas en el macizo rocoso.

Otro aspecto discutido en la bibliografía es el efecto teórico contradictorio al aumentar el tamaño y la profundidad de la muestra ensayada: por un lado, el módulo de deformación se reduce, al incluir más discontinuidades, y por otro lado debería aumentar, al afectar la zona ensayada a zonas más profundas donde la roca está más sana (Serrano, 1997). En macizos rocosos sanos a gran profundidad, con juntas muy espaciadas y cerradas, la matriz rocosa y el macizo presentarían la misma deformabilidad, independientemente de la escala considerada.

Con respecto a la extrapolación de los datos de deformabilidad obtenidos en laboratorio a escala de macizo rocoso existen una serie de correlaciones (descritas anteriormente) pero en cualquier caso deben ser consideradas sus limitaciones y las características propias del macizo rocoso de que se trate. Por lo general estas correlaciones son aplicables a macizos rocosos resistentes.

En términos generales puede establecerse que para reducir el efecto escala y obtener resultados representativos es necesario realizar un número importante de ensayos a pequeña escala o un número menor de ensayos que afecten a mayores volúmenes, próximos al VER; esto último es difícil dado que para la deformabilidad, como para la mayoría de las propiedades de los macizos rocosos, sería necesario ensayar volúmenes de varios metros cúbicos.

El efecto escala en la medida del estado de tensiones del macizo rocoso (Apartado 3.7) es difícil de evaluar por la escasez de experimentos y resultados representativos a nivel general (las medidas se ven frecuentemente afectadas por efectos locales), y por las importantes diferencias entre los métodos empleados. Por otro lado, exceptuando los estados de esfuerzos anisótropos presentes en los macizos rocosos, asociados a diferentes efectos estructurales, tectónicos o topográficos, quizá sea el factor con menor incidencia del efecto escala, estando la magnitud de los esfuerzos condicionada fundamentalmente por la profundidad. Según Martín *et al.* (1990), en base a un programa de ensayos en granitos realizados por la «Atomic Energy of Canada Limited» para estudiar el efecto escala en la determinación de los esfuerzos *in situ*, no hay evidencias significativas de la influencia del volumen aún variando éste en cinco órdenes de magnitud. Algunos autores proponen una ley general según la cual la magnitud de los esfuerzos disminuye al aumentar el volumen del ámbito considerado (Figura 3.111).

En la práctica, deben tenerse en cuenta las diferentes técnicas de ensayo según el volumen involucrado, que van desde los métodos de sobreperforación en sondeos a medidas en pozos o galerías de varios metros de diámetro. Los métodos que engloban mayores volúmenes, como la hidrofracturación o la medida de convergencias en excavaciones subterráneas, son los más representativos. Con respecto al primero de estos, la Figura 3.112 muestra un ejemplo sobre el efecto escala en los resultados obtenidos en función del diámetro de los sondeos.

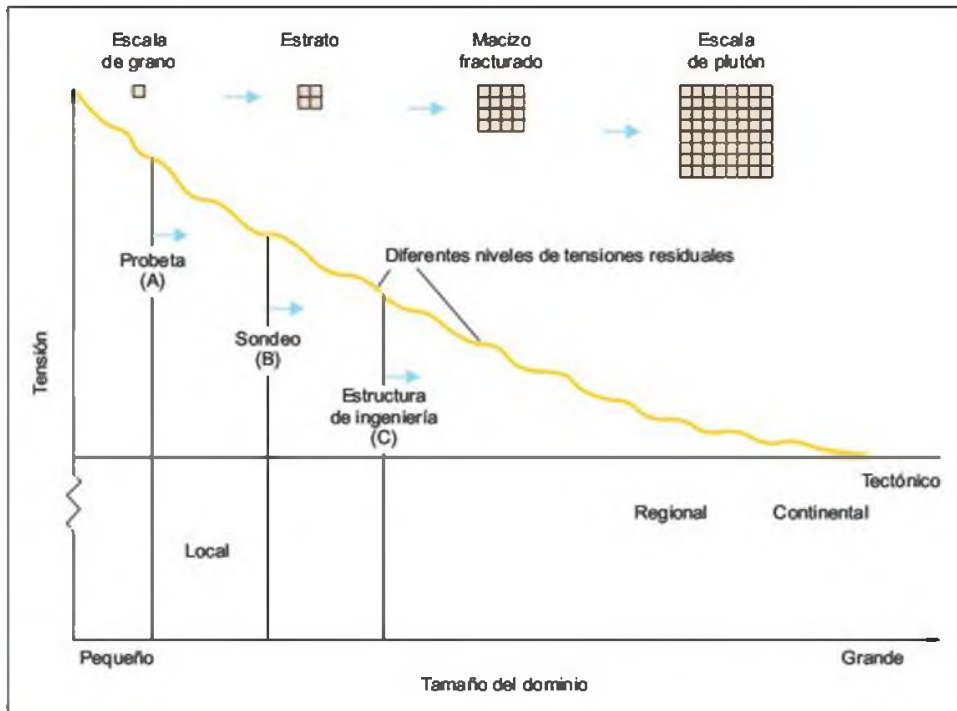


Figura 3.111 Relaciones entre la magnitud de las tensiones y la escala del ámbito considerado (Hudson y Harrison, 2000).

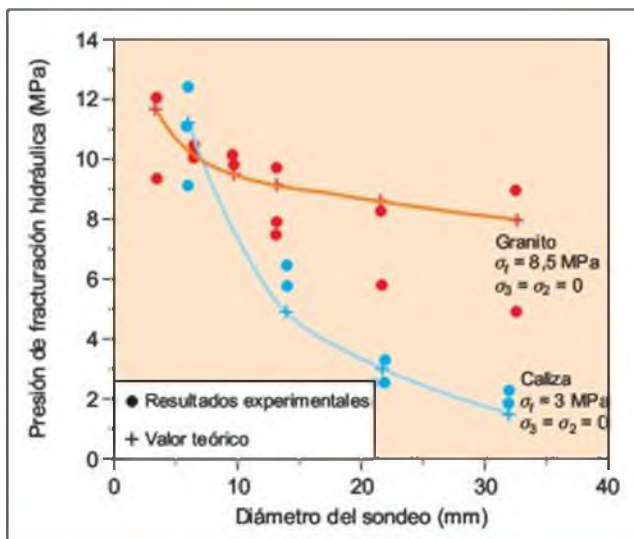


Figura 3.112 Variación de la presión de fractura hidráulica según el volumen de ensayo para dos macizos rocosos (modificado de Haimson, 1990).

La permeabilidad de los macizos rocosos está condicionada por el número de discontinuidades, su abertura y su interconexión. Su determinación mediante ensayos *in situ* en sondeos sólo es válida si la perforación atraviesa un número representativo de

discontinuidades, dejando entonces de tener influencia el volumen de ensayo considerado. La medida de la permeabilidad en volúmenes pequeños puede dar una idea totalmente errónea del valor real del macizo y, dependiendo de la zona afectada, los resultados pueden ser muy variables (Figura 3.113); si se extrapolan los resultados de permeabilidad de ensayos a pequeña escala para predecir el flujo de agua en el macizo rocoso, los valores obtenidos exceden a los reales, a veces en uno o más órdenes de magnitud.

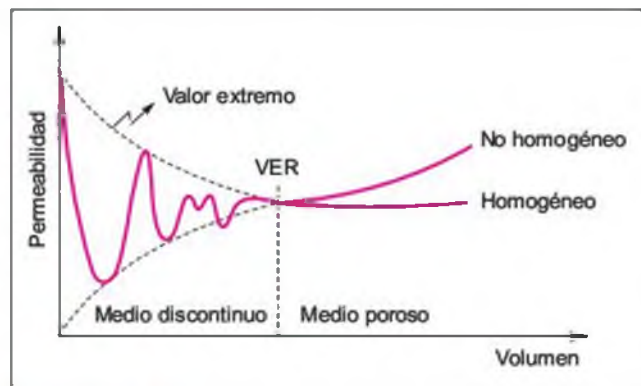


Figura 3.113 Representación del efecto escala en la medida de la permeabilidad de macizos rocosos (Bear, 1972; en Hudson y Harrison, 2000).

El VER es, por lo tanto, un concepto fundamental en la determinación de la permeabilidad y el flujo de los macizos rocosos. En ocasiones, las limitaciones de los ensayos en sondeos pueden superarse mediante la

realización de excavaciones o galerías en los macizos rocosos, donde los flujos se miden directamente. El coste de estas obras, no obstante, las limita a determinados proyectos de ingeniería.

3.7

Las tensiones naturales

Origen y tipos de tensiones

Los materiales geológicos se encuentran sometidos a tensiones naturales como consecuencia de su historia geológica. Las tensiones en el interior de un macizo rocoso están producidas por las fuerzas exteriores aplicadas y por el peso del propio material. El estado o sistema de esfuerzos resultante suele ser bastante complejo. El carácter heterogéneo, discontinuo y anisótropo de los macizos rocosos hace, además, que el estado de esfuerzos pueda variar de forma importante entre zonas próximas. El estado de esfuerzos en un punto queda definido por el tensor de esfuerzos, como se ha explicado en el Apartado 3.3.

Los esfuerzos tectónicos son la causa principal de las tensiones almacenadas en las rocas y que pueden liberarse de muy distintas formas, desde terremotos y desplazamientos en fallas hasta explosiones de roca, fracturas y deformaciones en excavaciones subterráneas. Su conocimiento es fundamental en campos tan diversos como la explotación y producción de petróleo, gas o energía geotérmica, la minería y las obras subterráneas, o los estudios de riesgo sísmico y predicción de terremotos. Las obras de ingeniería influyen sobre el estado de tensiones *in situ* aportando nuevas fuerzas o modificando la distribución de las existentes. Las principales aplicaciones del estudio de las tensiones naturales en ingeniería geológica son los túneles y las obras subterráneas en general, donde la estabilidad de las excavaciones depende de la magnitud y orientación de las tensiones, siendo fundamental el conocimiento del estado tensional *in situ*.

La corteza terrestre está sometida a distintos tipos de tensiones o esfuerzos cuyos efectos se manifiestan en los movimientos de las placas tectónicas, en las deformaciones de las rocas o en la liberación brusca de energía en forma de terremotos, entre otros. El estado

tensional en la corteza obedece a distintas causas, siendo las principales:

- Tensiones de origen tectónico.
- Tensiones gravitacionales.
- Tensiones de origen no renovable.

Las tensiones de origen tectónico son las responsables del movimiento de las placas litosféricas y constituyen la fuente principal de los esfuerzos presentes en las rocas. A través del conocimiento geológico es posible determinar las zonas corticales sometidas a esfuerzos; mediante diversos métodos de análisis estructural se puede llegar a estimar tanto la orientación de los esfuerzos como la magnitud de los mismos.

Las tensiones gravitacionales o litostáticas se producen como consecuencia del peso de los materiales geológicos. Si en un punto no actúa otro tipo de esfuerzos, el estado tensional es el correspondiente a las fuerzas gravitacionales que ejercen los materiales suprayacentes y confinantes, y las tensiones o esfuerzos principales son la vertical y la horizontal: $\sigma_1 = \sigma_v$, $\sigma_2 = \sigma_3 = \sigma_H$. La tensión vertical en un punto debida a la carga de materiales suprayacentes viene dada por $\sigma_v = \rho g z$, siendo ρ la densidad del material, g la fuerza de la gravedad ($9,8 \text{ m/s}^2$) y z la profundidad o espesor de materiales. Su magnitud es del orden de $0,027 \text{ MPa/metro}$ ($1 \text{ MPa} \approx 40 \text{ metros}$) (Figura 3.114).

Esta tensión compresiva vertical origina esfuerzos laterales horizontales al tender las rocas a expandirse en direcciones transversales con respecto a las cargas verticales. En cuerpos elásticos la expansión transversal puede expresarse por el coeficiente de Poisson ν , según:

$$\nu = \epsilon_1/\epsilon_2$$

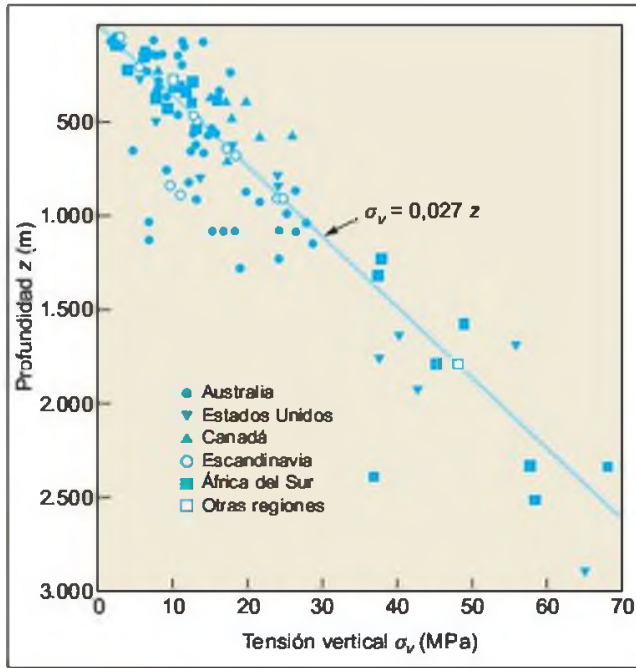


Figura 3.114 Variación de la tensión vertical con la profundidad (Hoek y Brown, 1980).

siendo ε_t la deformación transversal y ε_l la deformación longitudinal. Si la roca no es libre de expandirse transversalmente ($\varepsilon_t = 0$) se crea un esfuerzo transversal cuyo valor es:

$$\sigma_{\text{transversal}} = \sigma_H = (v/1 - v)\sigma_v$$

Considerando un valor medio del coeficiente de Poisson $\nu = 0,25$ (los valores más frecuentes se encuentran entre 0,15 y 0,35), la relación $K = \sigma_H/\sigma_v$ vale aproximadamente un tercio:

$$\sigma_H = 0,33\sigma_v \quad \text{ó} \quad K \approx 1/3$$

Si las rocas no tienen un comportamiento elástico y se llega a producir *creep* o deformación plástica, el material no puede soportar esfuerzos cortantes a lo largo de tiempos geológicos, y la componente horizontal se igualará al cabo del tiempo a la vertical, produciéndose un campo de tensiones hidrostático en donde $\sigma_H = \sigma_v$ y $K = 1$. Esta situación se da a grandes profundidades.

Las variaciones laterales de densidad en los materiales pueden modificar la distribución de las cargas gravitacionales en la corteza. En zonas superficiales las tensiones también pueden verse modificadas por efectos topográficos: las diferencias de elevación topográfica dan lugar a una distribución no uniforme de las fuerzas. Los procesos de erosión liberan de cargas a los materiales infrayacentes, generando tensiones de



Figura 3.115 Disyunción columnar en basaltos, Causeway, Irlanda (foto L. G. de Vallejo).

decompresión que pueden llegar a romper la roca, como es el caso de las fracturas horizontales en las rocas ígneas, o las fracturas subverticales paralelas a las laderas de los valles creados por erosión.

Las tensiones de origen no renovable pueden ser generadas por efectos térmicos sobre los materiales rocosos, por flexiones o abombamientos en la corteza o como consecuencia de cambios en el radio de curvatura de una placa tectónica, pudiendo dar lugar en teoría a grandes esfuerzos en la corteza, aunque debido a que no son renovables se disipan en procesos tipo *creep* o de rotura frágil dentro de periodos geológicos relativamente cortos.

El mecanismo que produce las tensiones térmicas es la expansión o contracción que sufre una roca homogénea cuando se calienta o enfría lentamente. La relación entre la deformación ε y el cambio de temperatura Δt es:

$$\varepsilon = \alpha \Delta t$$

siendo α el coeficiente de expansión térmica. Si la roca no puede expandirse o contraerse libremente se generarán tensiones. Uno de los efectos de este mecanismo sobre los macizos rocosos es la aparición de fracturas y de zonas con estados de esfuerzos anisó-

tropos en diques, lavas o materiales inyectados entre otros de diferentes propiedades térmicas (Figura 3.115). A nivel de los cristales o partículas minerales de la roca se pueden generar también tensiones si éstos tienen constantes elásticas o coeficientes térmicos diferentes.

Las grandes flexiones o abombamientos en la corteza, consecuencia de la descompensación de cargas en las zonas de subducción, también generan tensiones de origen no renovable. Las tensiones llamadas de **membrana** se originan por el cambio en el radio de curvatura de una placa al desplazarse a lo largo de la superficie de la tierra, que no es esférica.

Como resumen, las tensiones más importantes en la corteza son las de **origen tectónico**, consecuencia de las fuerzas que operan en las placas litosféricas y responsables de los mecanismos de subducción y colisión a lo largo de las fallas transformantes. La actuación de estas fuerzas produce en la litosfera tensiones del orden de 25 MPa, que, aunque relativamente bajas, debido a las propiedades viscoelásticas de la litosfera sufren un **efecto amplificador** al actuar constantemente a lo largo de periodos de tiempo muy largos (millones de años). Este efecto hace que se supere la resistencia de las rocas ocasionando las deformaciones tectónicas. Las tensiones no renovables tienen escasa incidencia al actuar en periodos geológicos cortos y disiparse rápidamente.

Las **tensiones residuales** son las que permanecen almacenadas o acumuladas en las rocas aún cuando han dejado de actuar sobre ellas fuerzas externas como las tectónicas. Entre las tensiones residuales están las generadas a nivel intercrystalino por efecto de las diferentes propiedades térmicas o elásticas de los cristales.

Las **tensiones inducidas** son las que se generan como consecuencia de la modificación o redistribución del estado de esfuerzos natural, por ejemplo al realizar la excavación de un talud o de un túnel. Este aspecto es de gran importancia en el diseño y construcción de obras subterráneas.

Factores geológicos y morfológicos influyentes en el estado tensional

Las condiciones geológicas y morfológicas en una zona pueden modificar los campos tensionales gravitacionales regionales y la dirección y magnitud de las tensiones, originando anisotropías tensionales, o estados de esfuerzos anisótropos, principalmente debidos a los siguientes factores:

- Presencia de fallas, pliegues, diques y otras anisotropías estructurales.
- Procesos diversos de carga o descarga de materiales: erosión, sedimentación, procesos glaciares, etc.
- Valles profundos y zonas de relieve accidentado.
- Procesos volcánicos.

Determinadas estructuras geológicas indican la dirección de los esfuerzos y pueden, por tanto, señalar posibles campos tensionales anisótropos, además de permitir orientar el tensor de esfuerzos a partir de observaciones geológicas de campo (Figura 3.116). Por ejemplo, los diques suelen orientarse perpendicularmente al esfuerzo principal menor σ_3 y las alineaciones de volcanes pueden indicar la dirección de σ_3 .

El valor para la tensión gravitacional vertical $\sigma_v = 0,027$ MPa/metro es válido para zonas con topografía llana o poco accidentada, donde tanto en superficie como en profundidad las direcciones de las tensiones o esfuerzos principales son la vertical y la horizontal. Sin embargo, esta generalización no se cumple en una serie de circunstancias. En terrenos montañosos con valles y laderas la dirección y magnitud de las tensiones cerca de la superficie queda determinada por la morfología: una de las tensiones principales tiene dirección normal a la ladera y vale cero, mientras que las otras dos tensiones principales están contenidas en el plano de la ladera (Figura 3.117).

En valles profundos de zonas montañosas este efecto topográfico es muy acusado, dándose anisotropías tensionales por la elevada magnitud de las tensiones que se concentran en las laderas (Figura 3.118). Los casos más habituales donde se han medido tensiones importantes por estas causas corresponden a:

- Laderas de valles con profundidades mayores de 500 m y pendientes superiores a 25°.
- Laderas de valles en rocas blandas con profundidades superiores a los 300 m.

En los casos en que $\sigma_v = \sigma_1$ y $\sigma_H = \sigma_3$, la magnitud de las tensiones y la relación entre ellas puede verse igualmente afectada por factores geológicos. Como se ha explicado anteriormente, en materiales elásticos $K = 1/3$, y para profundidades importantes se dan condiciones hidrostáticas donde $K = 1$; pero esta relación no es válida en el rango de profundidades en donde tiene lugar la mayoría de las obras de ingeniería, menos de 500 m, donde el valor de K puede ser mayor de 1 (Figura 3.119).

Aunque la causa principal de que no se cumplan las condiciones elásticas e hidrostáticas sea las tensiones tectónicas, los efectos de la **erosión**, también

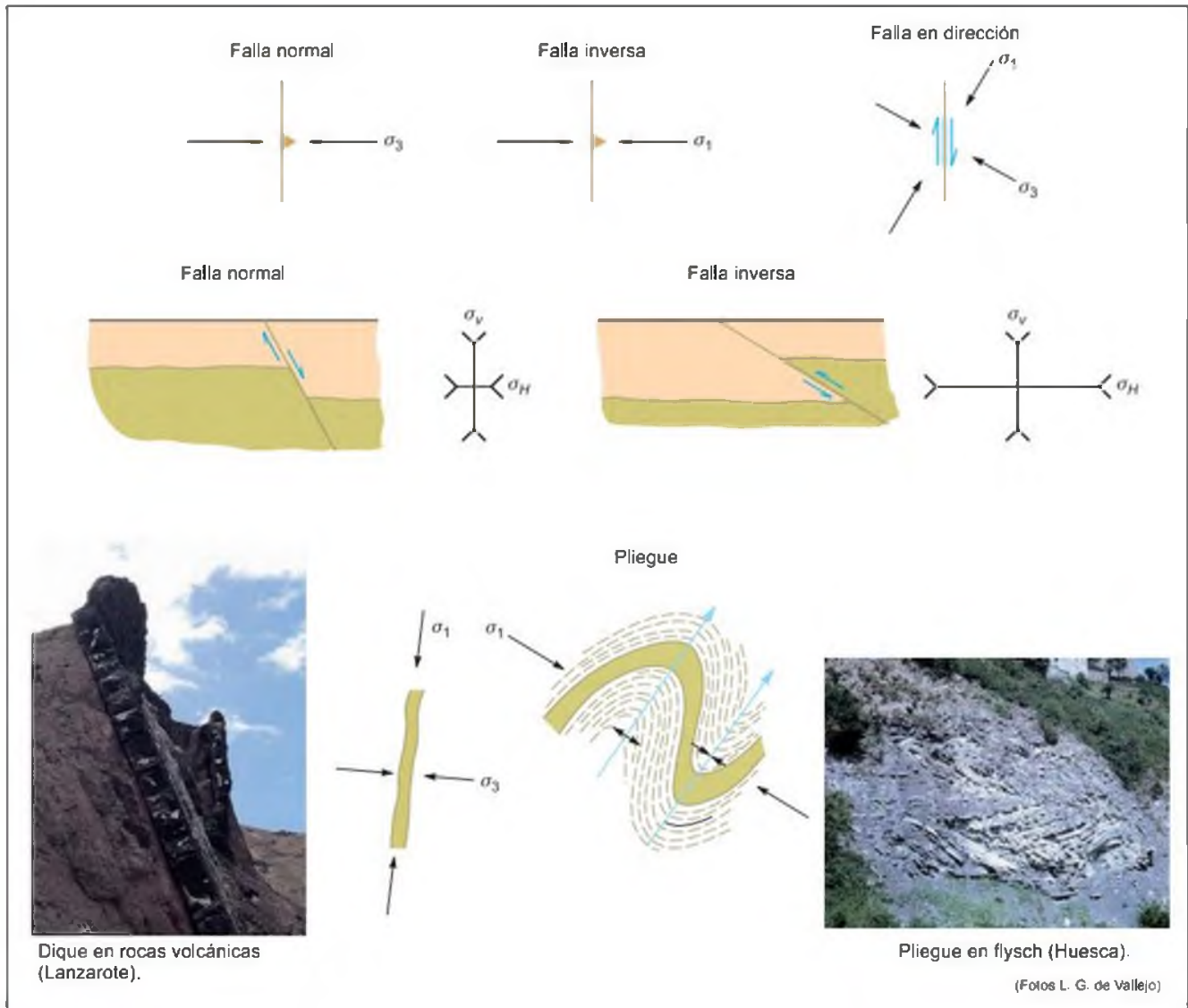


Figura 3.116 Dirección de tensiones a partir de estructuras geológicas (modificado de Goodman, 1989).

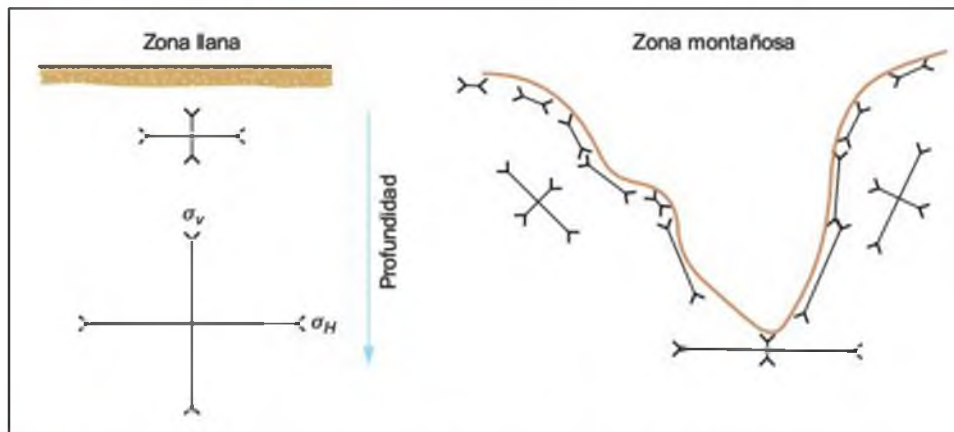


Figura 3.117 Influencia de la morfología en la distribución de las tensiones.

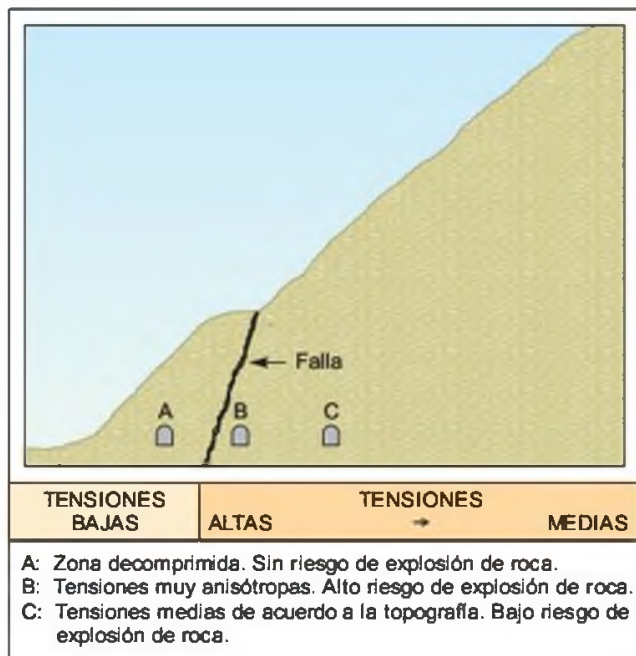


Figura 3.118 Estado tensional en una excavación subterránea en el interior de una ladera de un valle afectado por una falla (Selmer-Olsen, 1977).

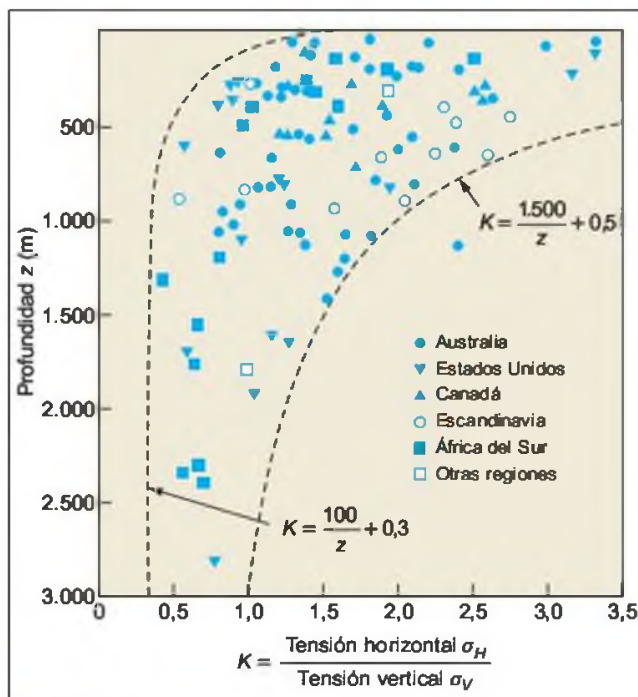


Figura 3.119 Variación de la relación σ_H/σ_V con la profundidad (Hoek y Brown, 1980).

pueden dar lugar a valores de K superiores a 1. Si inicialmente la roca presenta un estado tensional hidrostático o elástico, donde $\sigma_V = \gamma z$, el efecto de la erosión hará que z disminuya, manteniéndose σ_H constante y, por tanto, aumentando el valor de K , pudiendo llegar a ser $\sigma_H > \sigma_V$ (Recuadro 3.11).

Métodos de medida de las tensiones naturales

La determinación del estado tensional de los macizos rocosos es uno de los problemas más complejos en mecánica de rocas. Las tensiones o esfuerzos principales actuando sobre un punto se definen por su orientación y magnitud, que únicamente pueden ser determinadas *in situ*. Se dispone de varios métodos para medir ambos, entre los que se destacan:

- Métodos de sobreperforación.
- Método del gato plano.
- Método de la fracturación hidráulica.

Existen otros métodos que sólo permiten medir la dirección de las tensiones:

- Análisis de estructuras tectónicas.
- Análisis de los mecanismos focales de terremotos.
- Observación de la orientación de los planos de rotura en las paredes de un sondeo.
- Medidas de relajación de tensiones en afloramientos.

Medida de la dirección de los esfuerzos (métodos geológicos)

El análisis de estructuras tectónicas, principalmente juntas estilolíticas y grietas rellenas de recristalizaciones, permite interpretar los campos de **paleoesfuerzos** y estimar su dirección y trayectoria. En la Figura 3.120 se muestra el resultado del análisis de datos geológicos para la estimación de la dirección de tensiones.

Otro de los métodos se basa en el análisis de las ondas sísmicas generadas por un terremoto. Mediante la identificación de su **mecanismo focal** se puede calcular la dirección de los esfuerzos actuantes durante el sismo (Figura 3.121).

También pueden indicar la dirección de los esfuerzos las fracturas producidas en la paredes de un sondeo, al orientarse éstas en la misma dirección que la tensión máxima horizontal (Figura 3.122).



Recuadro 3.11

Variación de la relación σ_H/σ_V por erosión

La igualdad $K = \nu/(1 - \nu)$, válida para materiales de comportamiento elástico, no se cumple en zonas superficiales de la corteza que han sufrido un proceso de descarga como consecuencia de la erosión. Al eliminarse parte de los recubrimientos en una zona disminuye el valor de la tensión vertical σ_V , y se modifica el estado tensional y las relaciones entre los esfuerzos actuantes.

Denominando σ_{V0} y σ_{H0} a las tensiones originales vertical y horizontal sobre un punto a una profundidad z_0 :

$$\sigma_{V0} = \gamma z_0$$

$$\sigma_{H0} = \sigma_{V0} K_0 = \gamma z_0 K_0$$

tras la desaparición de un espesor de recubrimientos Δz

por erosión, los nuevos valores de las tensiones, σ_V y σ_H , serán:

$$\sigma_V = \gamma z_0 - \gamma \Delta z$$

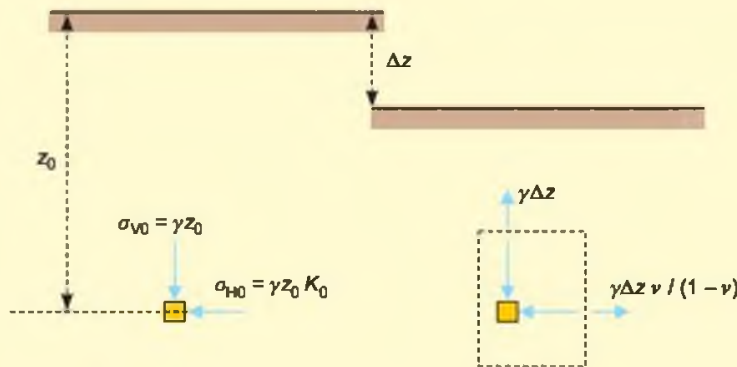
$$\sigma_H = \gamma z_0 K_0 - \gamma \Delta z \nu / (1 - \nu)$$

y el nuevo valor de K para $z = z_0 - \Delta z$ será:

$$K(z) = \frac{\sigma_H}{\sigma_V} = \frac{\gamma z_0 K_0 - (\gamma \Delta z \nu / (1 - \nu))}{\gamma z_0 - \gamma \Delta z}$$

$$K(z) = K_0 + \left[\left(K_0 - \frac{\nu}{1 - \nu} \right) \Delta z \right] \frac{1}{z}$$

La erosión tiende a aumentar el valor de K , al pasar los esfuerzos horizontales a ser mayores que los verticales para profundidades menores de un determinado valor.



Efecto de la erosión sobre los esfuerzos en profundidad (Goodman, 1989)

En afloramientos rocosos es posible determinar la orientación de los esfuerzos mediante el análisis de la liberación de tensiones que se produce al perforar un testigo de gran diámetro. En el Recuadro 3.12 se muestra esta técnica.

Estimación de la magnitud de las tensiones por relaciones empíricas

Cuando se dispone de datos suficientes de medidas de tensiones, se pueden establecer las relaciones entre las tensiones verticales y horizontales y su variación con

la profundidad. En las Figuras 3.114, 3.119 y 3.123 se presentan varios ejemplos de estas relaciones. Los datos empíricos demuestran una buena correlación entre la tensión máxima vertical y la profundidad, con un gradiente entre 0,025 MPa/metro para rocas ácidas y 0,035 MPa/metro para rocas básicas. Sin embargo, para las tensiones horizontales la variación regional es muy importante y, en la mayoría de los casos, se observa que éstas exceden a las tensiones verticales, con un valor medio de 10 MPa a profundidades cercanas a la superficie.

Como se ha indicado anteriormente, la relación σ_H/σ_V presenta una tendencia a aproximarse a la unidad

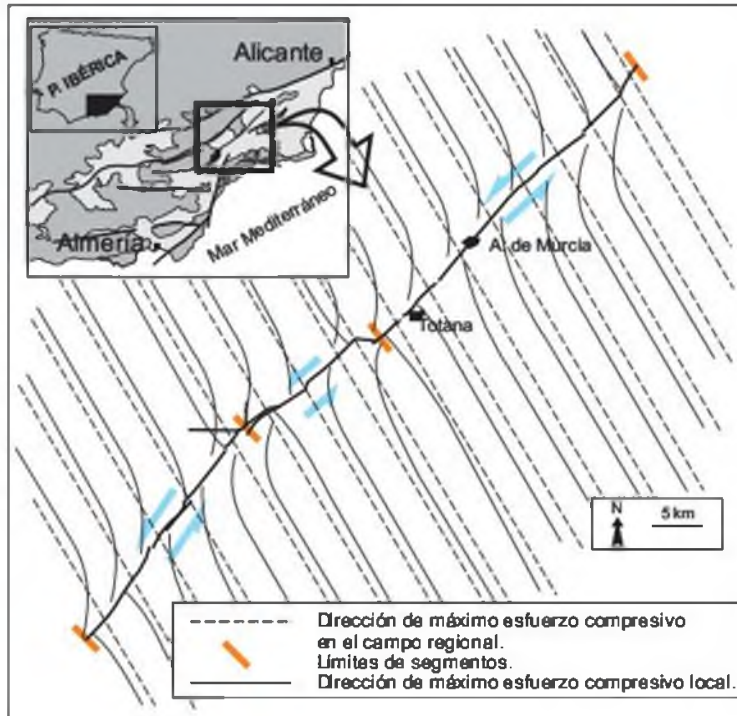


Figura 3.120 Modelo de trayectorias de esfuerzos locales debidas a la actividad de los distintos tipos de segmentos que forman la falla de Alhama de Murcia (Martínez-Díaz, 1998).

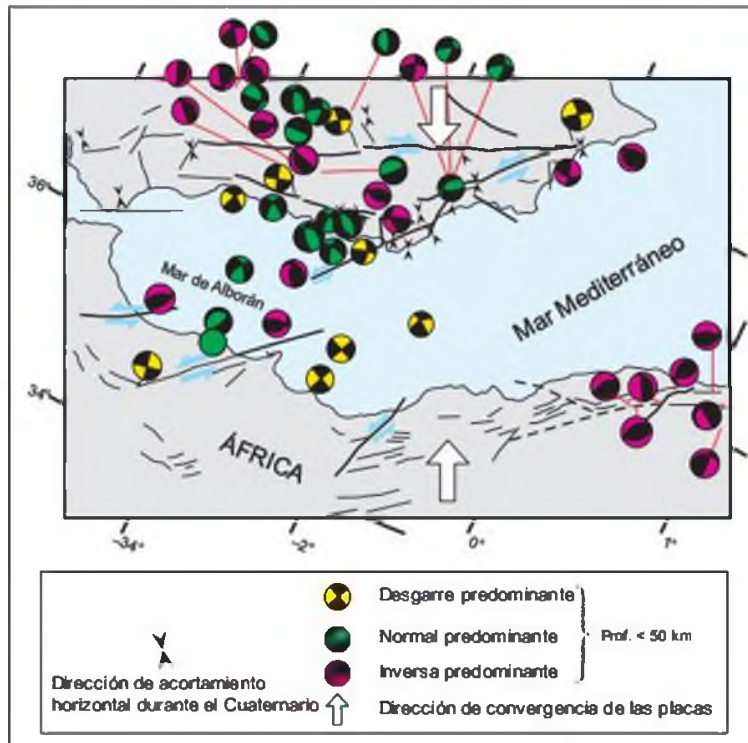


Figura 3.121 Mecanismos focales en el entorno del Mar de Alborán, entre la Península Ibérica y la placa africana. Se han diferenciado los distintos tipos de mecanismos para cada terremoto. Se señala asimismo la dirección de convergencia entre las placas Europea al norte y Africana al sur, así como las direcciones de acortamiento cuaternarias que se obtienen a partir de datos sísmológicos y geológicos (Martínez-Díaz, 1988).



Recuadro 3.12

Determinación de la dirección de las tensiones mediante técnicas de relajación en afloramientos

1. Medidas de direcciones principales en estructuras tectónicas de la zona (Foto A).
2. Sobre un afloramiento exento de fracturas se adhieren bandas extensométricas, orientadas según direcciones estructurales (Foto B).
3. Perforación de un taladro alrededor de las bandas extensométricas, de unos 20 cm de diámetro y 30 cm de longitud (Foto C).
4. Medida de deformaciones (Foto D).
5. Extracción de testigo y determinación en el laboratorio de las constantes elásticas.



Foto A. Medidas estructurales y preparación del emplazamiento

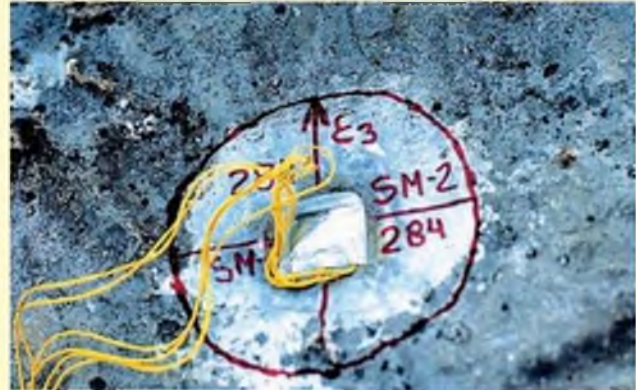


Foto B. Colocación de bandas extensométricas



Foto C. Perforación de taladro



Foto D. Medida de deformaciones

(Fotos L. G. de Vallejo.)

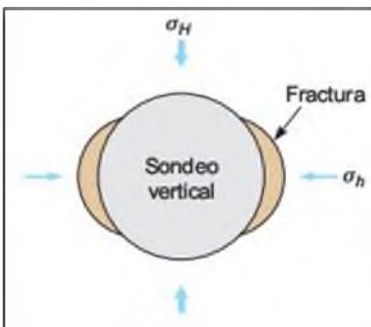


Figura 3.122

Roturas inducidas en un sondeo al superar las tensiones horizontales la resistencia de la roca, produciéndose planos de rotura perpendiculares a la dirección de la tensión horizontal mínima.

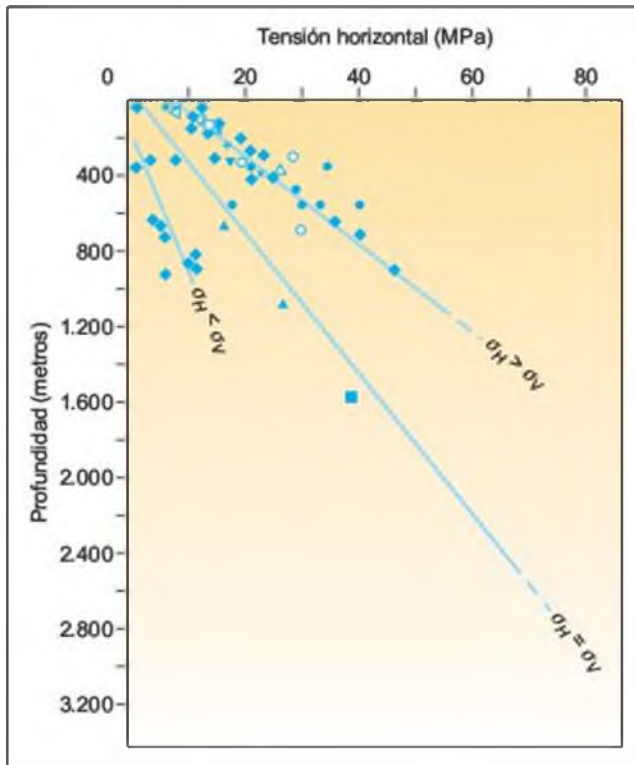


Figura 3.123 Relaciones de la tensión máxima horizontal con la profundidad (Herget, 1988).

para profundidades importantes (a partir de 1.000 m), mientras que a profundidades inferiores a 500 m los valores de K presentan gran dispersión.

Métodos instrumentales para medir la dirección y magnitud de las tensiones

Los principales métodos para medir las tensiones se clasifican en:

— Métodos de sobreperforación (*overcoring*)

Se basan en la medida de las tensiones que se liberan al reperfilar un sondeo, mediante el registro de las deformaciones producidas, bien en el fondo del mismo o a lo largo de sus paredes. En los distintos procedimientos que se describen a continuación se supone que el material es elástico e isótropo. Las tensiones se calculan aplicando la teoría elástica para convertir en esfuerzos las deformaciones medidas, conocidos el módulo de elasticidad y el coeficiente de Poisson de la roca, parámetros que deben estimarse en el laboratorio. Los métodos descritos son:

- Método del *doorstopper*.
- Método de USBM.
- Célula triaxial CSIR.

— Métodos de presurización

Se basan en la inyección de un fluido para producir la fracturación de la roca o en provocar una dilatación mecánica; los métodos descritos son:

- Gato plano (*flat jack*).
- Fracturación hidráulica.

El tensor de esfuerzos consta de 9 componentes (Figura 3.124), seis de los cuales son independientes: 3 esfuerzos normales y 3 esfuerzos tangenciales. Por tanto se precisan 6 medidas para conocer el estado de esfuerzos en un punto. De todos los métodos, únicamente la célula triaxial puede proporcionar estos 6 componentes con un solo ensayo; las células tipo USBM permiten estimar tres componentes (definiendo el estado tensional en dos dimensiones) y el ensayo del gato plano proporciona la tensión actuante en una dirección; el ensayo de fracturación hidráulica aporta las tensiones principales en las tres direcciones del espacio.

Método del *doorstopper*

Proporciona la dirección y magnitud de las tensiones según un plano perpendicular al eje del sondeo. Para determinar el estado de esfuerzos completo se precisan tres sondeos perforados en diferentes direcciones dentro de una galería.

En la Figura 3.125 se presenta un esquema del procedimiento de medida. Primero se realiza un taladro de unos 60 mm de diámetro; se pega en el fondo del taladro la cabeza del aparato de medida, que lleva unas bandas extensométricas para medir las deformaciones unitarias en tres direcciones, haciéndose una lectura inicial; a continuación se prosigue la perforación con el mismo diámetro y se extrae un testigo de roca con la cabeza del aparato adherido, quedando así liberadas las tensiones del testigo, momento en el que se pueden leer las deformaciones producidas.

Métodos USBM y célula triaxial CSIR

Ambos métodos se basan en la medida de las deformaciones en las paredes de sondeos producidas por la liberación de tensiones a que da lugar la sobreperforación. Las células tipo USBM permiten estimar las tensiones en dos dimensiones y las CSIR en tres. El sondeo se sobreperfora usando una corona de mayor diámetro, de forma que se liberen las tensiones en el anillo que queda alrededor del taladro original.

Los transductores incorporados a las células USBM miden las deformaciones a través de 3 diámetros del sondeo. Si los ejes de referencia están alineados paralela y perpendicularmente al sondeo, las medidas

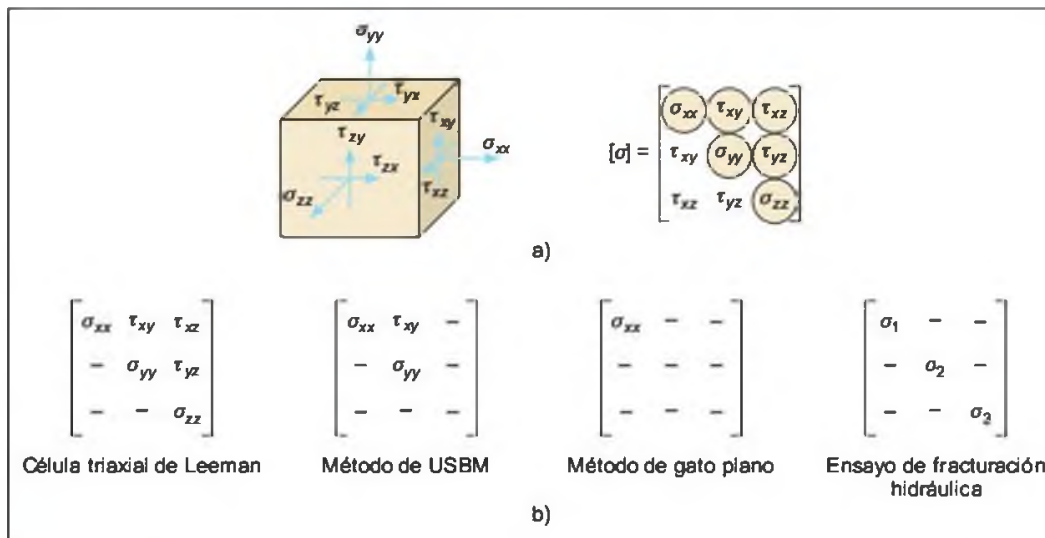


Figura 3.124 a) Tensor de esfuerzos con 6 componentes independientes. b) Componentes del esfuerzo proporcionadas por los diferentes métodos de medida.

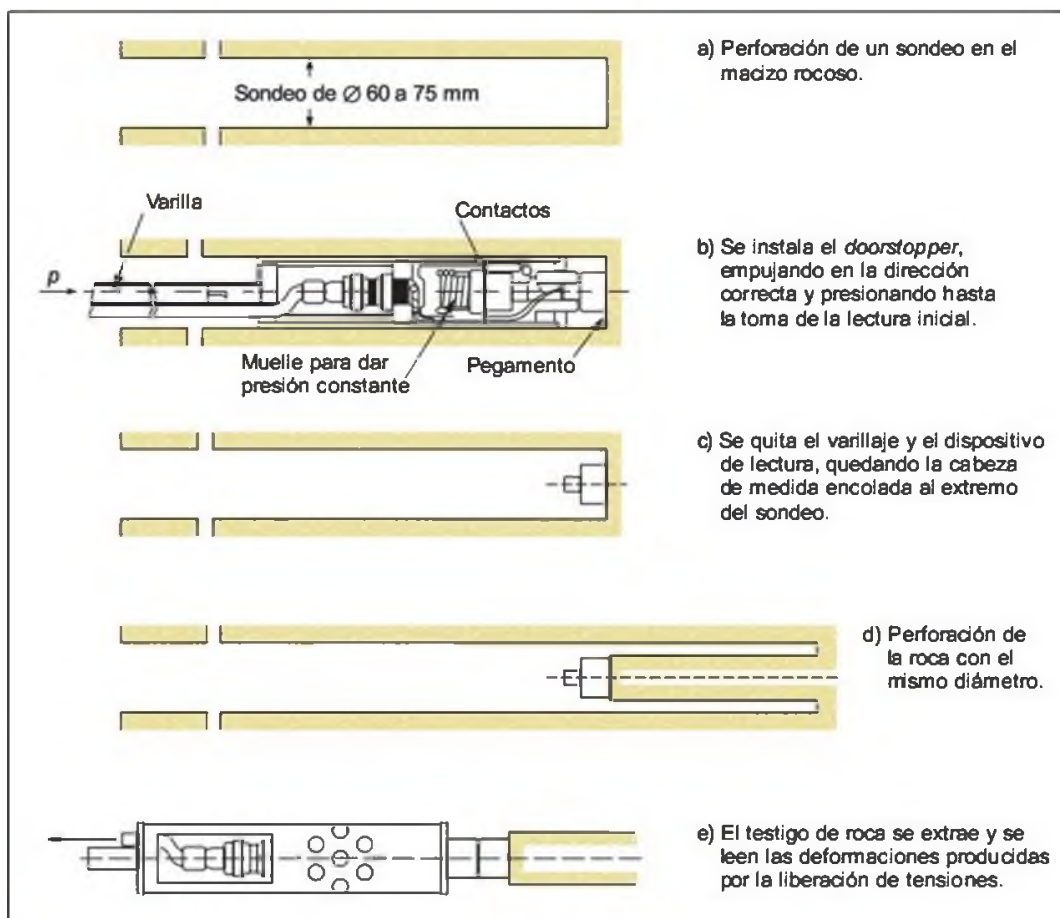


Figura 3.125 Fases de ejecución del método del *doorstopper* (Leeman, 1970).

permiten conocer las 3 componentes del estado de esfuerzos bidimensional en el plano perpendicular al sondeo: σ_{xx} , σ_{yy} , τ_{xy} . Para medir las tensiones tridimensionalmente se deben efectuar las medidas en 3 sondeos de direcciones diferentes, perforados en el interior de una galería, o bien emplear el sistema CSIR, en el que se utilizan 9 ó 12 transductores.

Con el sistema CSIR se miden, mediante una sonda cilíndrica, las deformaciones alrededor de la pared del sondeo en varias direcciones, consecuencia de la liberación tensional conseguida mediante reperfusión. En la Figura 3.126 se ha esquematizado el proceso de medida. Una vez realizado un sondeo hasta la profundidad donde se desean tomar las medidas, se realiza otro de menor diámetro desde el fondo del taladro, en el que se introduce la sonda o torpedo de medida que, en general, va dotado de tres rosetas para medida de deformaciones unitarias en la roca en tres direcciones y puntos; después se reperfusa con el diámetro del sondeo inicial, liberando de tensiones el anillo de roca resultante, sobre el que se registran las deformaciones inducidas. En la Figura 3.126 se muestra una célula triaxial. Este método permite estimar el estado completo de esfuerzos.

Ensayo del gato plano

Este ensayo se realiza sobre una pared del macizo rocoso, siendo necesario acceder a su interior. El procedimiento se describe en el Apartado 5 del Capítulo 6. El método permite conocer la tensión en la dirección perpendicular al gato plano instalado en una hendidura realizada en la pared (Figuras 3.127 y 6.82). Para determinar el estado tensional del macizo es necesario efectuar varios ensayos en hendiduras con orientaciones diferentes, y es también necesario conocer la distribución probable de tensiones en la zona, a efectos de comprobar los resultados obtenidos. Esta técnica es sencilla y permite estimar, además, el módulo de deformación de la roca afectada por el ensayo, mientras que en los otros métodos descritos su valor ha de determinarse en ensayos de laboratorio.

Ensayo de fracturación hidráulica

El objetivo de la fracturación hidráulica es medir el estado de tensiones *in situ* en el interior de un sondeo. El ensayo proporciona las magnitudes y direcciones de las tensiones máxima y mínima en un plano perpendicular al sondeo. Esta técnica es la única, hasta el presente, fiable para sondeos profundos, pudiéndose llegar a profundidades superiores a 1.500 m.

■ EL MÉTODO

El ensayo consiste en inyectar un fluido a presión en un tramo de un sondeo vertical (generalmente del orden de 1 m de longitud), previamente aislado por obturadores especiales, hasta conseguir la fractura de la roca. Se mide la presión de fluido necesaria para generar, propagar, mantener y reabrir la fractura. Estas presiones se relacionan con la magnitud de las tensiones principales *in situ*, existentes en la zona donde se realiza el sondeo.

Se supone que la dirección del sondeo coincide con la dirección de una de las tensiones principales, deduciéndose la dirección de las otras dos a partir de la orientación del plano de fractura inducido por la hidrofracturación. Generalmente esta suposición es válida si se considera que la tensión vertical en la zona de medida es igual al peso de los recubrimientos $\sigma_v = \gamma z$. Sin embargo, la exactitud del método es dudosa si la dirección del sondeo se desvía más de 15 grados de la dirección de una de las tensiones principales.

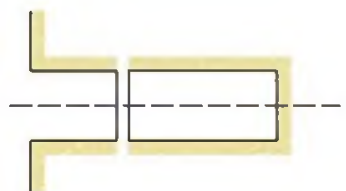
El método es más exacto cuando se aplica en materiales no porosos con comportamiento elástico, homogéneo, continuo e isótropo, ya que se asume la teoría de la elasticidad. Debe verificarse que en el tramo donde se va a realizar el ensayo no existen fracturas. La comprobación se puede hacer inspeccionando los testigos o mediante la introducción en el sondeo de un «caliper» de 4 brazos o de una cámara de televisión. Durante la perforación se deben extraer testigos de roca para la observación de discontinuidades y sus orientaciones y para la realización de ensayos de laboratorio.

■ EL ENSAYO

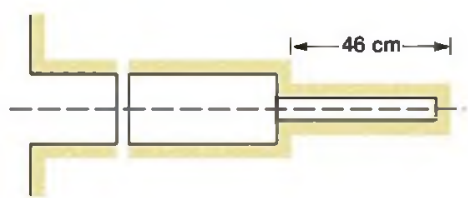
La fracturación de la roca se produce si las tensiones inducidas por la inyección del fluido alcanzan la resistencia a tracción σ_t de la roca circundante al sondeo. La presión de inyección correspondiente al inicio de la fractura, P_f , se denomina presión de apertura de fractura o presión de fractura.

Después de iniciarse la fractura se mantiene la presión P_f durante un corto intervalo de tiempo, suficiente para que la rotura se propague, cerrando después el circuito de inyección de forma instantánea. Se produce entonces un ligero descenso de la presión, midiéndose en este momento la denominada presión de cierre P_c . Finalmente se abre el circuito hasta alcanzar la presión atmosférica. En la Figura 3.128 se muestran las curvas de registro presión-tiempo y caudal de admisión-tiempo.

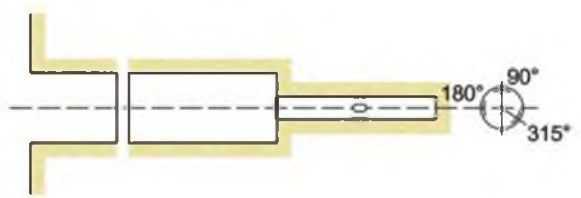
Mediante ciclos posteriores de presurización se reabre la fractura, quedando reflejada en las curvas la presión de reapertura de fractura, P_r , y nuevos valores



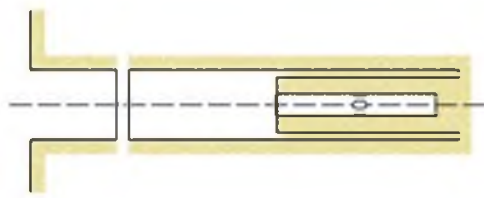
a) Perforación del sondeo.



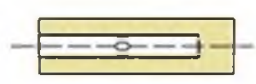
b) Perforación de menor diámetro en el fondo del sondeo.



c) Instalación de la sonda con tres rosetas de medida de deformaciones y lectura inicial.



d) Reperforación.

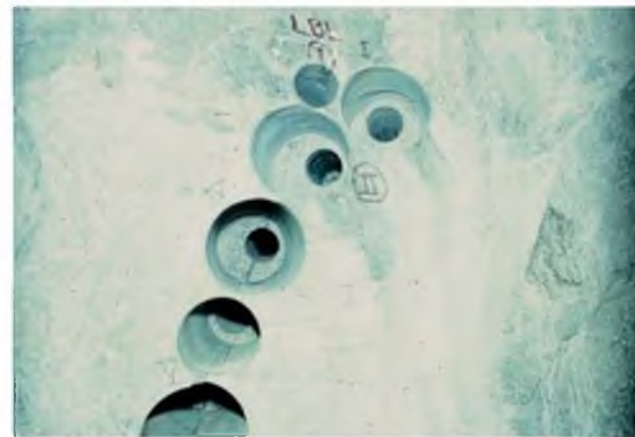


e) Extracción del testigo y lectura de las deformaciones.

Fases de ejecución para la medida de tendiones con la célula triaxial CSIR (Brady y Brown, 1985).



Sonda de medida de tensiones USBM.



Taladros para medida de tensiones con la sonda USBM.



Célula triaxial CSIR.

(Fotos L. G. de Vallejo)

Figura 3.126 Métodos de sobreperforación para la medida de tensiones: sistemas USBM y CSIR.

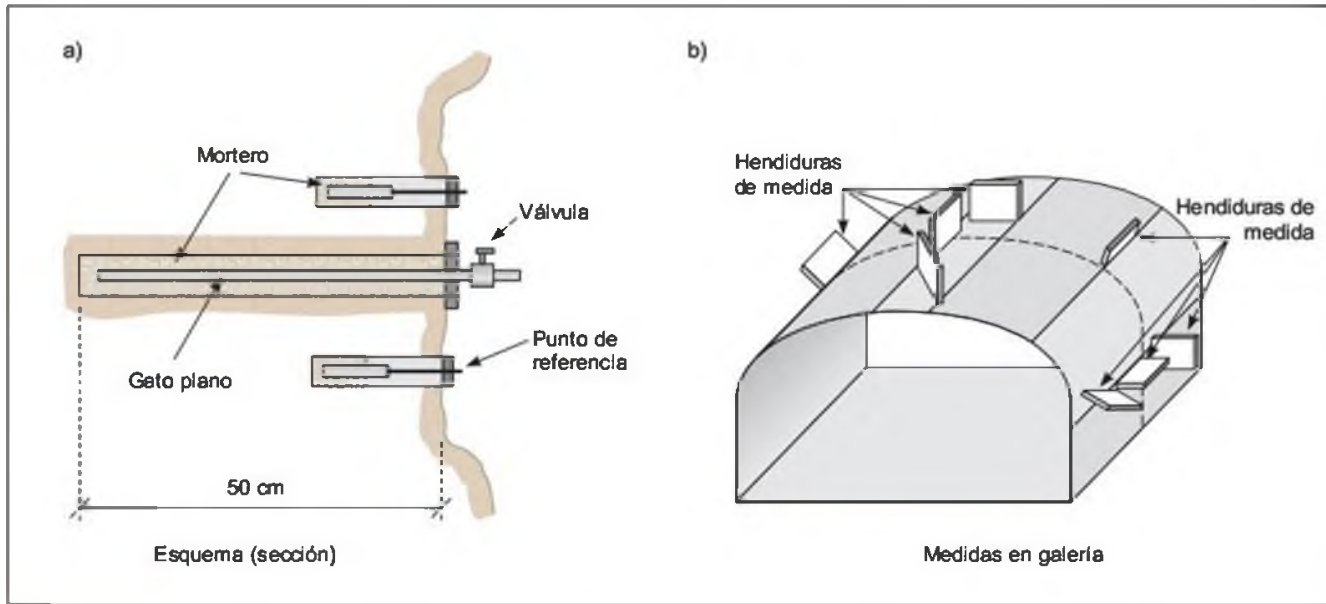


Figura 3.127 a) Esquema del ensayo de gato plano. b) Medidas en galería con distintas orientaciones (Kim y Franklin, 1987).

adicionales de la presión de cierre P_s . Tras varios ciclos en los que se han obtenido valores semejantes de P_s , se da por finalizado el ensayo.

En la Figura 3.128 se muestra la evolución del ensayo en tres ciclos. En el primero la presión P_f corresponde al pico más alto, produciéndose después una caída de presión como consecuencia de la apertura de la fractura, cerrándose en este momento el circuito de inyección de forma instantánea. A partir de este punto, se produce una estabilización de la presión correspondiente a la presión de cierre P_s .

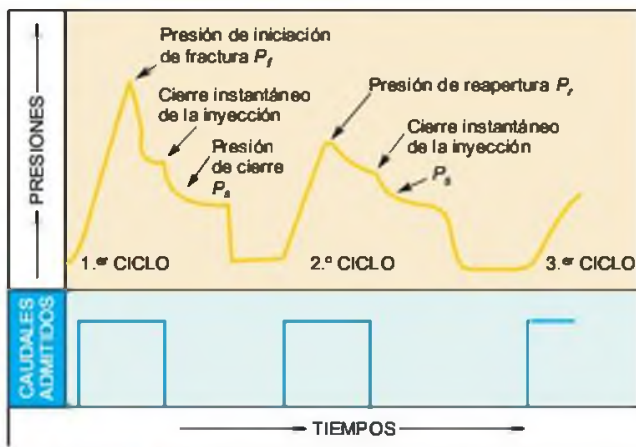


Figura 3.128 Relaciones presión-tiempo y caudales de inyección-tiempos en el ensayo de fracturación hidráulica (Kim y Franklin, 1987).

El desarrollo inicial de la fractura es muy rápido, y el trabajo requerido para su propagación es pequeño debido a la alta concentración de tensiones en el punto de propagación de la fractura. La presión necesaria para mantener abierta la fractura es P_s , y equivale a la tensión normal actuante sobre la fractura, σ_n , al haberse superado ya la resistencia a tracción de la roca ($\sigma_t = 0$).

En un sondeo vertical en una zona con las tensiones principales orientadas vertical y horizontalmente, la generación de una fractura en la dirección vertical tendrá lugar si $\sigma_1 = \sigma_v$ y los valores de P_f y P_s serán:

$$P_f = \tau + \sigma_1$$

$$P_s = \sigma_n (\sigma_t = 0)$$

siendo τ la tensión tangencial sobre el plano de fractura.

La fractura se producirá en la dirección horizontal si $\sigma_1 = \sigma_h$, y los valores de P_f y P_s serán:

$$P_f = \sigma_v + \sigma_1 \text{ (en este caso } \sigma_n = \sigma_v)$$

$$P_s = \sigma_v = \gamma z (\sigma_t = 0)$$

La fractura hidráulica generada en el ensayo es siempre vertical y perpendicular a la menor tensión horizontal, σ_h , independientemente de la magnitud de σ_v (Figura 3.122). En el caso de que σ_v sea la mínima tensión principal compresiva, la fractura vertical generada en la pared del sondeo cambiará de dirección



Figura 3.129 Equipo empleado en los ensayos de fracturación hidráulica (cortesía de In Situ Testing).

hacia una fractura horizontal tan pronto se propague la fisura más allá del campo local de tensiones creado por el sistema de presurización en el sondeo (Herget, 1988).

■ CÁLCULO DE LAS TENSIONES

La rotura a tracción de la roca es posible cuando la presión de fluido es suficiente para igualar la mínima compresión tangencial alrededor del sondeo más la resistencia a tracción de la roca:

$$P_f = 3\sigma_3 + \sigma_1 - \sigma_2$$

siendo σ_2 y σ_3 las tensiones principales intermedia y mínima. Si en la zona de ensayo se cumple la condición $\sigma_v = \sigma_1$, los esfuerzos principales con dirección horizontal son $\sigma_H = \sigma_2$ y $\sigma_h = \sigma_3$, y el plano de fractura generado estará orientado paralelo o subparalelo al eje del sondeo y perpendicular a la dirección del esfuerzo horizontal mínimo σ_h . En este caso las siguientes expresiones proporcionan el valor de las tensiones horizontales (Kim y Franklin, 1987):

$$\sigma_h = P_s$$

$$\sigma_H = \sigma_1 + 3P_s - P_f - P_0 \text{ para el ciclo inicial de presurización.}$$

$$\sigma_H = 3P_s - P_r - P_0 \text{ para ciclos subsiguientes de re-presurización.}$$

P_r es la presión de propagación de fracturas, y P_0 es la presión intersticial inicial medida en piezómetro, es decir $P_0 = \gamma_w z$.



Figura 3.130 Impresión de fracturas registrada en el sondeo (cortesía de In Situ Testing).

La resistencia a tracción de la roca se mide en laboratorio o *in situ* comparando la presión de iniciación de fractura con posteriores presiones de reapertura de fractura.

La tensión vertical se supone igual a la presión de recubrimientos, $\sigma_v = \gamma z$. La dirección de σ_H es la dirección del plano de fractura y la de σ_h es la dirección perpendicular a dicho plano. Las direcciones de las tensiones σ_H y σ_h se obtienen observando y midiendo la orientación del plano de fractura mediante la inspección visual del sondeo con una cámara de televisión, imágenes obtenidas a través de señales acústicas reflejadas o con impresoras de contacto dotadas de brújulas magnéticas (Figura 3.130).

Para obtener datos representativos de las tensiones es necesario realizar varios ensayos a distintas profundidades en el sondeo, de tal forma que se pueda obtener la curva de variación de los valores de σ_H y σ_h con la profundidad.



Recuadro 3.13

Ejemplo de ensayo de hidrofracturación en un sondeo profundo

Se han realizado varios ensayos de fracturación hidráulica en un sondeo que alcanzó 800 m de profundidad. El objetivo fue determinar las tensiones *in situ* con el fin de proyectar un pozo minero. El equipo utilizado en los ensayos se esquematiza en la Figura 3.131.

En la Figura del Recuadro se presentan los resultados del ensayo realizado en un tramo situado a 427 m de profundidad. Las dos primeras presurizaciones no dieron lugar a la propagación de la fractura como evidencia la rápida caída de presión. En la tercera presurización se inició una fractura a una presión de fractura P_f de aproximadamente 7,6 MPa, reflejándose en el pico de la gráfica presión-tiempos y en el aumento momentáneo de caudal correspondiente. La presión se estabilizó a la presión de propagación de fractura P_s . En la gráfica presiones-tiempos se estimó la presión de cierre P_s en 5,5 MPa.

La presión intersticial medida en piezómetros en el tramo de ensayo fue de 3,5 MPa, correspondiente a P_0 . En ensayos de laboratorio se determinó que la resistencia a tracción de la roca, una lutita carbonífera, era de 2,4 MPa, y su densidad de 2,6 t/m³.

Cálculo de las tensiones

Al valor de P_f y P_s hay que sumar la presión P_H correspondiente al peso de la columna de agua de altura H in-

troducida en el sondeo, entre la zona de ensayo y el medidor de presión instalado en el circuito; en este caso $H = 428$ m y $P_H = 4,28$ MPa.

$$P_s = 5,5 \text{ MPa} + 4,28 \text{ MPa} = 9,78 \text{ MPa}$$

$$P_f = 7,6 \text{ MPa} + 4,28 \text{ MPa} = 11,88 \text{ MPa}$$

$$\sigma_h = P_s = 9,78 \text{ MPa}$$

$$\sigma_H = \sigma_t + 3 P_s - P_f - P_0$$

$$\sigma_H = 2,4 + 3 (9,78) - 11,88 - 3,5 = 16,36 \text{ MPa}$$

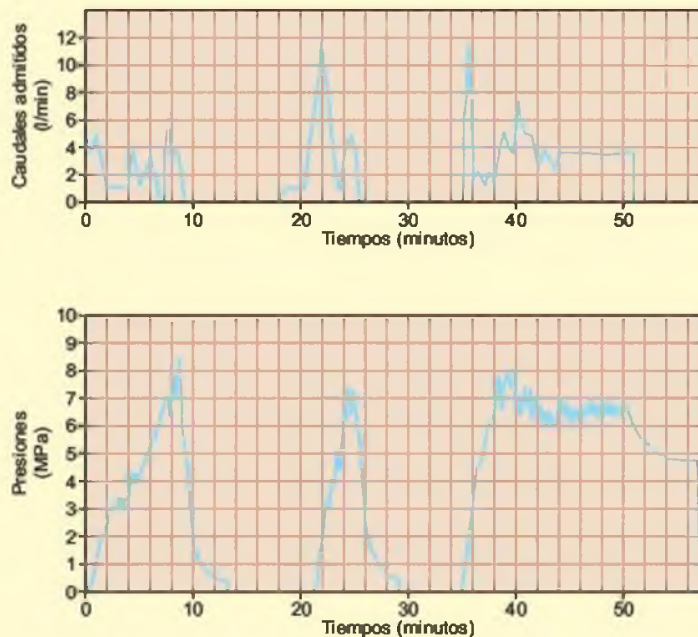
$$\sigma_v = 2,6 (427) = 11,1 \text{ MPa}$$

resultando:

$$K = \sigma_H / \sigma_v = 16,36 / 11,1 = 1,47$$

$$\sigma_H / \sigma_h = 16,36 / 9,78 = 1,67$$

Los resultados muestran una fuerte anisotropía tensional, con una relación $K \approx 1,5$ y una tensión máxima horizontal 1,67 veces la mínima horizontal. Estos resultados son acordes con la situación geológica donde se efectuó el ensayo, dentro de una estructura sinclinal muy próxima a un cabalgamiento. Las direcciones de las tensiones no se obtuvieron instrumentalmente, sino que se dedujeron a partir de métodos geológicos, estimándose direcciones principales N-S.



Caudales admitidos y presiones en el ensayo de hidrofracturación realizado a 427 m de profundidad



Foto A. Obturadores de alta presión



Foto B. Equipo registrador

(Fotos L. G. de Vallejo)



Figura 3.131 Dispositivo utilizado en el ensayo de fracturación hidráulica del ejemplo del Recuadro 3.13.

3.8 Clasificaciones geomecánicas

En el Apartado 3.2 se trató la clasificación de los macizos rocosos con fines geotécnicos, cuya finalidad es la obtención de parámetros geomecánicos para su empleo en el diseño y proyecto de las obras de ingeniería. Los macizos rocosos, como medios discontinuos, presentan un comportamiento geomecánico complejo que, de una forma simplificada, puede ser estudiado y categorizado en función de su aptitud para distintas aplicaciones. Con este objetivo surgieron las clasifi-

caciones geomecánicas, que aportan, mediante la observación directa de las características de los macizos rocosos y la realización de sencillos ensayos, índices de calidad relacionados con los parámetros geomecánicos del macizo y sus características frente a los sostenimientos de túneles y taludes y la excavabilidad de las rocas, entre otros. En el Capítulo 10 se tratan las clasificaciones aplicadas a los túneles.

Las características de los macizos rocosos que se consideran en las distintas clasificaciones son las siguientes:

- Resistencia del material rocoso.
- Índice RQD.
- Espaciado de las discontinuidades.
- Orientación de las discontinuidades.
- Condiciones de las discontinuidades.
- Estructura geológica y fallas.
- Filtraciones y presencia de agua.
- Estado tensional.

Las clasificaciones geomecánicas más utilizadas en la actualidad son la RMR y la Q. La primera se emplea tanto para la caracterización de los macizos rocosos y sus propiedades como para su aplicación en túneles. La clasificación Q se emplea casi exclusivamente para túneles, y su descripción se incluye en el Capítulo 10, al igual que la clasificación SRC.

Clasificación RMR

Desarrollada por Bieniawski en 1973, con actualizaciones en 1979 y 1989, constituye un sistema de clasificación de macizos rocosos que permite a su vez relacionar índices de calidad con parámetros geotécnicos del macizo y de excavación y sostenimiento en túneles. Esta clasificación tiene en cuenta los siguientes parámetros geomecánicos:

- Resistencia uniaxial de la matriz rocosa.
- Grado de fracturación en términos del RQD.
- Espaciado de las discontinuidades.
- Condiciones de las discontinuidades.
- Condiciones hidrogeológicas.
- Orientación de las discontinuidades con respecto a la excavación.

La incidencia de estos parámetros en el comportamiento geomecánico de un macizo se expresa por medio del **índice de calidad RMR**, *rock mass rating*, que varía de 0 a 100.

Para aplicar la clasificación RMR se divide el macizo rocoso en zonas o tramos que presenten características geológicas más o menos uniformes de acuerdo con las observaciones hechas en campo, en las que se lleva a cabo la toma de datos y medidas referentes a las propiedades y características de la matriz rocosa y de las discontinuidades. Para la toma sistemática de los datos se emplean estadillos como el de la Figura 4.2 del Capítulo 4. Para calcular el índice RMR correspondiente a cada una de las zonas se sigue el procedimiento señalado en el Cuadro 3.26.

Una vez obtenidas las puntuaciones que resultan de aplicar los cinco parámetros de clasificación, se efec-

túa la corrección por orientación de discontinuidades y se obtiene un valor numérico con el que se clasifica finalmente el macizo rocoso. Esta clasificación distingue cinco clases, cuyo significado geotécnico se expresa en el Cuadro 3.27; a cada clase de macizo se le asigna una calidad y unas características geotécnicas.

Así, un macizo rocoso clasificado como Muy Bueno (Clase I), será un macizo rocoso duro, poco fracturado, sin filtraciones importantes y poco meteorizado, presentando muy pocos problemas frente a su estabilidad y resistencia. Se puede deducir que tendrá una capacidad portante alta, permitirá la excavación de taludes con altas pendientes y no precisará medidas de estabilización y refuerzo en túneles.

En la Figura 3.132 se presentan ejemplos de macizos rocosos correspondientes a las diferentes clases según el índice RMR.

En el Cuadro 3.26 se incluyen también las características del macizo con respecto al tiempo de mantenimiento y longitud de túnel sin entibar, así como la influencia de la orientación de las discontinuidades con respecto al túnel, aspectos que forman parte de la clasificación de Bieniawski y que se tratan en el Apartado 5 del Capítulo 10.

Las clasificaciones geomecánicas en la práctica

Las clasificaciones geomecánicas constituyen un procedimiento para la caracterización de los macizos rocosos a partir de datos de afloramientos y sondeos, y se aplican principalmente a los túneles, dada la dificultad del estudio de los macizos rocosos en profundidad. Este aspecto se trata en el Capítulo 10. Pero igualmente se aplican a la caracterización de los macizos rocosos en general, como medio para clasificar geotécnicamente las rocas. El cálculo del índice RMR permite estimar los **parámetros de resistencia y deformabilidad** del macizo (a partir de correlaciones empíricas, como se describe en el Apartado 3.6), y establecer su posible comportamiento frente a excavaciones.

Para su aplicación es necesario llevar a cabo una serie de observaciones y medidas en campo, que constituyen la base y la sistemática práctica de las clasificaciones, según se indica en la Figura 3.133. Las clases de macizos rocosos que se obtienen se refieren a las condiciones previas a la excavación, y en su descripción debe indicarse si se han aplicado correcciones por orientación de discontinuidades u otras específicas para los túneles, tal como se describe en el Capítulo 10. También debe destacarse la presencia de estructuras o zonas geológicas singulares, como fallas,

Macizos de Clase I (RMR = 81 – 100) y Clase II (RMR = 61 – 80)



Dolomías cretácicas. Calidad muy buena. Dos familias de discontinuidades principales.



Granito. Calidad buena. Varias familias de discontinuidades alteradas.

Macizos de Clase III (RMR = 41 – 60)



Pizarras ordovícicas. Calidad media. Grado de fracturación alto. Grado de meteorización: III.



Cuarcitas ordovícicas. Calidad media. Grado de fracturación alto. Matriz rocosa muy resistente.

Macizos de Clase IV (RMR = 21 – 40) y Clase V (RMR ≤ 20)



Cuarcitas ordovícicas. Calidad mala. Macizo alterado y brechificado.



Pizarras paleozoicas. Calidad muy mala. Fracturación muy intensa. Grado de meteorización V.

(Fotos: cortesía de Prospección y Geotecnia)

Figura 3.132 Ejemplos de clases de macizos rocosos.

Clasificación geomecánica RMR (Bieniawski, 1989)

Parámetros de clasificación

1	Resistencia de la matriz rocosa (MPa)	Ensayo de carga puntual	> 10	10-4	4-2	2-1	Compresión simple (MPa)		
		Compresión simple	> 250	250-100	100-50	50-25	25-5	5-1	< 1
	Puntuación		15	12	7	4	2	1	0
2	RQD		90 %-100 %	75 %-90 %	50 %-75 %	25 %-50 %	< 25 %		
	Puntuación		20	17	13	6	3		
3	Separación entre diaclasas		> 2 m	0,6-2 m	0,2-0,6 m	0,06-0,2 m	< 0,06 m		
	Puntuación		20	15	10	8	5		
4	Estado de las discontinuidades	Longitud de la discontinuidad	< 1 m	1-3 m	3-10 m	10-20 m	> 20 m		
		Puntuación	6	4	2	1	0		
		Abertura	Nada	< 0,1 mm	0,1-1,0 mm	1-5 mm	> 5 mm		
		Puntuación	6	5	3	1	0		
		Rugosidad	Muy rugosa	Rugosa	Ligeramente rugosa	Ondulada	Suave		
		Puntuación	6	5	3	1	0		
		Relleno	Ninguno	Relleno duro < 5 mm	Relleno duro > 5 mm	Relleno blando < 5 mm	Relleno blando > 5 mm		
		Puntuación	6	4	2	2	0		
		Alteración	Inalterada	Ligeramente alterada	Moderadamente alterada	Muy alterada	Descompuesta		
		Puntuación	6	5	3	1	0		
5	Agua freática	Caudal por 10 m de túnel	Nulo	< 10 litros/min	10-25 litros/min	25-125 litros/min	> 125 litros/min		
		Relación: Presión de agua/Tensión principal mayor	0	0-0,1	0,1-0,2	0,2-0,5	> 0,5		
		Estado general	Seco	Ligeramente húmedo	Húmedo	Goteando	Agua fluyendo		
	Puntuación		15	10	7	4	0		

Corrección por la orientación de las discontinuidades

Dirección y buzamiento		Muy favorables	Favorables	Medias	Desfavorables	Muy desfavorables
Puntuación	Túneles	0	- 2	- 5	- 10	- 12
	Cimentaciones	0	- 2	- 7	- 15	- 25
	Taludes	0	- 5	- 25	- 50	- 60

Clasificación

Clase	I	II	III	IV	V
Calidad	Muy buena	Buena	Media	Mala	Muy mala
Puntuación	100-81	80-61	60-41	40-21	< 20

Clasificación geomecánica RMR (Bieniawski, 1989) (Continuación)

Características geotécnicas

Clase	I	II	III	IV	V
Tiempo de mantenimiento y longitud	10 años con 15 m de vano	6 meses con 8 m de vano	1 semana con 5 m de vano	10 horas con 2,5 m de vano	30 minutos con 1 m de vano
Cohesión	> 4 Kp/cm ²	3-4 Kp/cm ²	2-3 Kp/cm ²	1-2 Kp/cm ²	< 1 Kp/cm ²
Ángulo de rozamiento	> 45°	35°-45°	25°-35°	15°-25°	< 15°

Orientación de las discontinuidades en el túnel

Dirección perpendicular al eje del túnel				Dirección paralela al eje del túnel		Buzamiento 0°-20°. Cualquier dirección
Excavación con buzamiento		Excavación contra buzamiento				
Buz. 45-90	Buz. 20-45	Buz. 45-90	Buz. 20-45	Buz. 45-90	Buz. 20-45	
Muy favorable	Favorable	Media	Desfavorable	Muy desfavorable	Media	Desfavorable

Calidad de macizos rocosos en relación al índice RMR

Clase	Calidad	Valoración RMR	Cohesión	Ángulo de rozamiento
I	Muy Buena	100-81	> 4 kg/cm ²	> 45°
II	Buena	80-61	3-4 kg/cm ²	35°-45°
III	Media	60-41	2-3 kg/cm ²	25°-35°
IV	Mala	40-21	1-2 kg/cm ²	15°-25°
V	Muy mala	< 20	< 1 kg/cm ²	< 15°

pliegues u otras estructuras tectónicas, discordancias, zonas importantes de alteración o de afluencia de agua, etc.

La principal ventaja de las clasificaciones geomecánicas es que proporcionan una estimación inicial de los parámetros mecánicos del macizo a bajo coste y de forma sencilla. No obstante, debe ser considerada la excesiva simplificación que suponen a la hora de trabajar con macizos rocosos blandos, tectonizados y

alterados, para los que, por lo general, sobrevaloran las propiedades mecánicas y resistentes, sin tener en cuenta aspectos importantes como la deformabilidad de los macizos. Estas limitaciones deben ser consideradas al aplicar las clasificaciones, debiendo interpretar los resultados con criterio y siempre en base al conocimiento de las propiedades y del comportamiento geomecánico de los diferentes tipos de macizos rocosos.

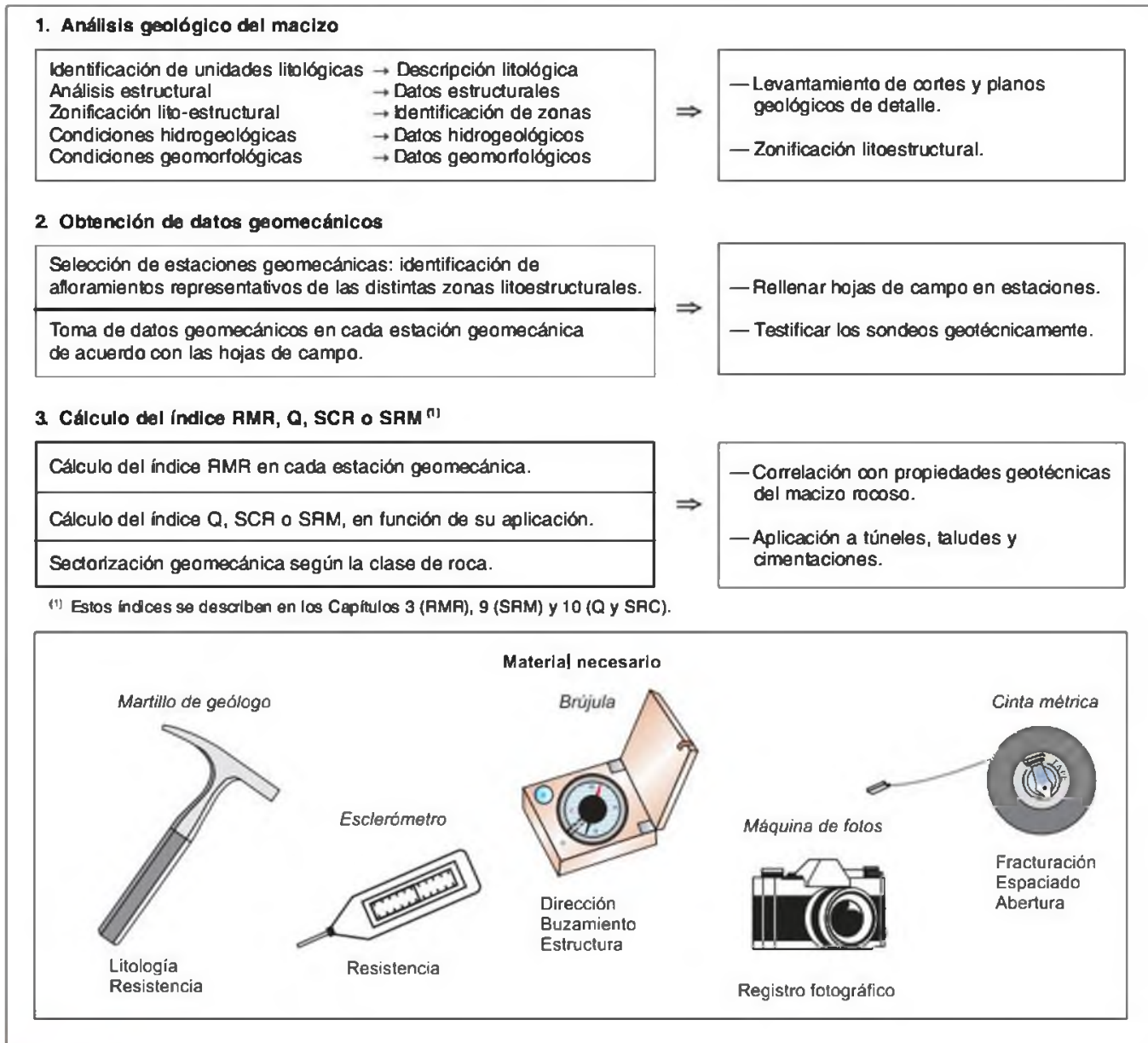


Figura 3.133 Sistemática en la aplicación de las clasificaciones geomecánicas.

Bibliografía recomendada

Bieniawski, Z. T. (1989). Engineering rock mass classifications. Ed. John Wiley and Sons.

Brady, B. H. G. and Brown, E. T. (1985). Rock mechanics for underground mining. George Allen and Unwin, London.

Goodman, R. E. (1989). Introduction to rock mechanics. Ed. John Wiley & Sons.

Hudson, J. A. and Harrison, J. P. (2000). Engineering rock mechanics. An introduction to the principles. Pergamon.

- ISRM (1981). Rock characterization. Testing and monitoring. ISRM suggested methods. Brown, E. T. Ed. Commission on testing and monitoring. International Society for Rock Mechanics. Pergamon Press.
- Olalla, C., Perucho, A. y Arroyo, F. (1994). Medidas de tensiones en formaciones rocosas. Monografía del CEDEX. Ministerio de Fomento.
- Oteo Mazo, C. (1978). Ensayos en la mecánica de rocas. Boletín del Laboratorio del Transporte y Mecánica de Suelos. CEDEX, n.º 128.

Referencias bibliográficas

- Attewell, P. B. y Farmer, I. W. (1976). Principles of engineering geology. Chapman and Hall, Londres.
- Bandis, S. C., Lumsden, A. C. y Barton, N. (1981). Experimental studies of scale effects on the shear behaviour of rock joints. *Int. Journal of Rock Mech. Min. Sci. and Geoch. Abstr.*, vol. 18, pp. 1-21.
- Bandis, S. C., Lumsden, A. C. y Barton, N. (1983). Fundamentals of rock joint deformation. *Int. Journal of Rock Mech. Min. Sci.*, vol. 20, n.º 6.
- Barton, N. (1990). Scale effects or sampling bias? En: *Scale effects in rock masses*. A. Pinto da Cunha Ed. Balkema.
- Barton, N. y Choubey, V. (1977). The shear strength of rock joints in theory and practice. *Rock Mechanics*, vol. 10, n.º 1, pp. 1-54.
- Barton, N., Lien, R. and Lunde, J. (1974). Engineering classification of rock masses for the design of tunnel support. *Rock Mechanics*. Springer Verlag, vol. 6, pp. 189-236.
- Bieniawski, Z. T. (1973). Engineering classification of jointed rock masses. *Transactions, South African Inst. of Civil Engineers*, vol. 15, n.º 12, pp. 335-344.
- Bieniawski, Z. T. (1978). Determining rock mass deformability: experience from case histories. *Int. Journal on Rock Mech. and Min. Sci.*, vol. 15, pp. 237-248.
- Bieniawski, Z. T. (1979). The geomechanics classification in rock engineering applications. *Proc. 4th International Conference on Rock Mechanics*. Montreaux. Balkema, vol. 2, pp. 41-48.
- Bieniawski, Z. T. (1984). *Rock mechanic design in mining and tunnelling*. Ed. Balkema.
- Bieniawski, Z. T. (1989). *Engineering rock mass classifications*. John Wiley and Sons, Inc.
- Blyth, E. and De Freitas, M. (1984). *Geology for engineers*. Ed. Edward Arnold, London.
- Brady, B. H. G. and Brown, E. T. (1985). *Rock Mechanics for underground mining*. George Allen and Unwin, London.
- Cunha, A. P. (1990). Scale effects in rock mechanics. En: *Scale effects in rock masses*. A. Pinto da Cunha Ed. Balkema.
- Cunha A. P. y Muralha, J. (1990). About LNEC experience on scale effects in the deformability of rock masses. En: *Scale effects in rock masses*. A. Pinto da Cunha Ed. Balkema.
- Duncan C. W. (1999). *Foundations on rock*. 2nd ed. E & FN Spon.
- Emblenton, C. and Thurner, J. (1979). Processes in geomorphology.
- Farmer, I. W. (1968). *Engineering properties of rocks*. Spon Ltd. London.
- Farmer, I. W. (1983). *Engineering behaviour of rocks*. 2nd ed. Chapman and Hall, London.
- Ferrer, M. y González de Vallejo, L. (1991). Stress-strain relationships in the analysis of the failure process of weak rock masses. 7th Int. Cong. on Rock Mechanics. Int. Soc. for Rock Mechanics (ISRM). W. Wittke Ed. Aachen, Alemania, vol. 1, pp. 225-230.
- González de Vallejo, L. I. (1991). Las tensiones naturales en las rocas. Monografía n.º 6. Master de Ingeniería Geológica. Universidad Complutense de Madrid.
- Goodman, R. E. (1989). *Introduction to rock mechanics*. Ed. John Wiley & Sons.
- Haimson, B. C. (1990). Scale effects in rock stress measurements. En: *Scale effects in rock masses*. A. Pinto da Cunha Ed. Balkema.
- Herget, G. (1988). *Stresses in Rock*. Balkema.
- Hoek, E. (1994). Strength of rocks and rock masses. *ISRM New Journal* 2 (2), pp. 4-16.
- Hoek, E. and Bray, J. W. (1981). *Rock slope engineering*. 3rd ed. The Institution of Mining and Metallurgy, London.
- Hoek, E. and Brown, E. T. (1980). *Underground excavation in rock*. The Institution of Mining and Metallurgy, London.
- Hoek, E. & Brown, E. T. (1988). The Hoek-Brown failure criterion. A 1988 update. *Rock engineering for underground excavations*. Proc. 15th Canadian Rock Mech. Symp. Curran Ed. University of Toronto.
- Hoek, E. and Brown, E. T. (1997). Practical estimates of rock mass strength. *Int. Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*. Elsevier, vol. 34, n.º 8, pp. 1165-1186.
- Hoek, E., Kaiser, P. K. & Bawden, W. F. (1995). *Support of underground excavations in hard rocks*. Balkema.
- Hudson, J. A. (1989). *Rock mechanics principles in engineering practice*. Butterworths. Ciria. London.
- Hudson, J. A. and Harrison, J. P. (2000). *Engineering rock mechanics. An introduction to the principles*. Pergamon.

- ISRM (1979). Suggested methods for determining the uniaxial compressive strength and deformability of rock materials. Int. Soc. Rock Mech. Commission on standarization of laboratory and field tests. International Journal of Rock Mechanics, Mining Sciences and Geomechanical Abstracts, vol. 16.
- ISRM (1981). Rock characterization. Testing and monitoring. ISRM suggested methods. Brown, E. T. Ed. Commission on testing and monitoring. International Society for Rock Mechanics. Pergamon Press.
- Jaeger, J. C. y Cook, N. G. W. (1979). Fundamentals of rock mechanics. 3rd ed. Chapman and Hall, London.
- Jiménez Salas, J. A. y Justo Alpañes, J. L. (1975). Geotecnia y cimientos I. Propiedades de los suelos y de las rocas. Ed. Rueda, Madrid.
- Johnson, R. B. y De Graff, J. V. (1988). Principles of engineering geology. John Wiley and Sons.
- Kim, K. y Franklin, J. A. (1987). Suggested methods for rock stress determination. Int. J. Rock Mech. Min. Sci. and Geomech. Absts., 24-1, pp. 53-74.
- Leeman, E. R. (1970). Experience throught the world with the CSIR doorstopper rock stress measurement equipment. Congress Int. Soc. Rock Mech. (ISRM). Belgrado, vol. 2.4-6.
- Martin, C. D., Read, R. S. y Chandler, N. A. (1990). Does scale influence *in situ* stress measurements? Some findings at the underground research laboratory. En: Scale effects in rock masses. A. Pinto da Cunha Ed. Balkema.
- Martínez-Díaz, J. (1998). Neotectónica y tectónica activa del sector centro-occidental de la Región de Murcia y sur de Almería (Cordillera Bética-España). Tesis Doctoral. Universidad Complutense de Madrid.
- Montoto, M. y Esbert, R. M. (1999). Petrofísica de la matriz rocosa. Trabajos de Geología, n.º 21. Universidad de Oviedo, pp. 239-252.
- Natau, O. (1990). Scale effects in the determination of the deformability and strength of rock masses. En: Scale effects in rock masses. A. Pinto da Cunha Ed. Balkema.
- Obert, L. y Duval, W. I. (1967). Rock mechanics and the design of structures in rock. John Wiley and Sons Ed.
- Paterson, M. S. (1978). Experimental rock deformation. The brittle field. Springer-Verlag.
- Patton, F. D. (1966). Multiple modes of shear failure in rock. Proc. 1st Int. Congress on Rock Mechanics, ISRM. Lisbon, vol. 1, pp. 509-513.
- Rahn, P. H. (1986). Engineering geology. An environmental approach. Elsevier Ed.
- Selmer-Olsen, R. y Broch, E. (1977). General design procedure for underground openings in Norway. Rockstorage 77. 1st Int. Symp. on Storage in Excavated Rock Caverns. Sweden. Vol. 2, (11-22).
- Serafim J. L. y Pereira, J. P. (1983). Considerations of the geomechanical classification of Bieniawski. Proc. Int. Symp. on Eng. Geol. and Underground Construction. Lisbon. Balkema.
- Serrano, A. (1997). Mecánica de las rocas. Colegio de ICCP, Madrid.
- Serrano, A. y Olalla, C. (1994). Carga de hundimiento en macizos rocosos. Monografía del CEDEX. M-36. Madrid.
- Sheorey P. R. (1997). Empirical rock failure criteria. Balkema.
- Singhal, B. B. S. y Gupta, R. P. (1999). Applied hydrogeology of fractured rock masses. Kluwer Academic Publishers.
- Walther, A. C. (1999). Foundations of engineering geology. E & FN Spon.
- Wawersick, W. R. and Fairhurst, C. (1970). A study of brittle rock fracture in laboratory compression experiments. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, vol. 7, n.º 5, pp. 561-575.



CAPÍTULO 4

DESCRIPCIÓN DE MACIZOS ROCOSOS

CONTENIDO

1. Metodología y sistemática
2. Descripción y zonificación del afloramiento
3. Caracterización de la matriz rocosa
4. Descripción de las discontinuidades
5. Parámetros del macizo rocoso
6. Clasificación geomecánica y caracterización global del macizo rocoso

4.1

Metodología y sistemática

La descripción y caracterización de los macizos rocosos en afloramientos es una labor necesaria en todos los estudios de ingeniería geológica cuyo objetivo sea el conocimiento de las propiedades y características geotécnicas de los materiales rocosos. Estos trabajos se realizan durante las primeras etapas de las investigaciones *in situ*.

El desarrollo de los trabajos de campo en afloramientos permite obtener información necesaria para evaluar el comportamiento geotécnico de los macizos rocosos, planificar las fases de investigación más avanzadas e interpretar los resultados que se obtengan de las mismas. Debido a la gran variedad de condiciones y propiedades, la caracterización de los macizos puede ser una tarea compleja, sobre todo si se presentan conjuntamente materiales rocosos y suelos, zonas fracturadas, tectonizadas y/o meteorizadas. En la descripción se deben incluir todos los aspectos y parámetros que puedan ser observados, deducidos y medidos en los afloramientos.

Las descripciones de los macizos rocosos con fines geotécnicos precisan de observaciones y medidas adicionales a las geológicas; de ahí la necesidad de establecer una sistemática que homogeneice criterios y facilite la comunicación entre todos los profesionales que tengan que realizar los trabajos de descripción de macizos rocosos a partir de afloramientos. Estas descripciones pueden implicar un cierto grado de subjetividad que debe evitarse, en la medida de lo posible, realizando observaciones sistemáticas y utilizando una terminología estandarizada, teniendo en cuenta los siguientes aspectos:

- Todos los factores deben examinarse sistemáticamente y en secuencia lógica.
- No debe omitirse ninguna información básica sobre el afloramiento.
- Las descripciones deben comunicar una imagen mental precisa y permitir deducir la información más relevante.

- El número de datos debe ser estadísticamente representativo.

La caracterización de campo del macizo rocoso es un ejercicio progresivo que comienza con una descripción general de las condiciones del terreno, y con la identificación y clasificación de los materiales que forman los macizos. Las observaciones posteriores más complejas sobre propiedades y factores concretos pueden aumentar el grado de interpretación y por tanto de subjetividad.

En general, el procedimiento a seguir parte de una descripción general de los aspectos y características observables a simple vista, en base a los cuales se establecen distintas zonas más o menos homogéneas en base a la litología, estructura tectónica, etc.; posteriormente, se describen y caracterizan con detalle los componentes de las diferentes zonas del macizo y sus propiedades; finalmente, a partir de todos los datos obtenidos, se clasifica geomecánicamente el macizo rocoso. La caracterización de cada zona debe realizarse de forma objetiva e individualizada, e incluye el estudio de la matriz rocosa, de las discontinuidades y del conjunto del macizo, describiendo tanto sus propiedades intrínsecas como los factores externos que condicionan su comportamiento.

La sistemática para la descripción de los afloramientos de macizos rocosos se puede resumir en las siguientes etapas:

- Descripción de las características generales del afloramiento.
- División en zonas y descripción general de cada zona.
- Descripción detallada de cada zona.
 - Matriz rocosa.
 - Discontinuidades.
- Descripción de los parámetros del macizo rocoso.
- Caracterización global y clasificación geomecánica del macizo rocoso.

Trabajo:			
Fase de estudio:		Elemento investigado:	
Localización y accesos:		Autor:	Fecha:
Observaciones:			
FOTO		ESQUEMA	
DESCRIPCIÓN GEOLÓGICA GENERAL:			
DESCRIPCIÓN BÁSICA DE CADA ZONA:			
Zona I:			
Zona II:			
Zona III:			

Figura 4.1 Estadillo para la descripción y división en zonas del macizo rocoso.

En los apartados siguientes se tratan estos diferentes aspectos. La caracterización final del macizo rocoso dependerá de la valoración adecuada de cada uno de ellos.

La **descripción general del afloramiento** debe incluir la identificación, condiciones y características generales del afloramiento y la de cada uno de sus componentes: rocas, suelos, zonas con agua, discontinuidades singulares, etc.

La **división en zonas** más o menos homogéneas se realiza a partir de criterios fundamentalmente litológicos y estructurales. El número de zonas que se establezca y la extensión de las mismas dependerá del grado de heterogeneidad de los materiales y estructuras que formen el macizo rocoso, de la extensión del afloramiento y del grado de detalle y finalidad de la investigación. Se deben describir las características generales de cada zona (Figura 4.1).

La **descripción de cada zona** se lleva a cabo por separado y detalladamente, y deberá ser lo más objeti-

va y clara posible, utilizando terminología estandarizada, de manera que distintos observadores lleguen a la misma descripción, evitando que puedan aparecer diferencias en la interpretación de las observaciones o medidas realizadas en una misma zona. A lo largo de esta fase se describen las características y propiedades físicas y mecánicas de la matriz rocosa y de las discontinuidades; los aspectos y factores a describir son los del Cuadro 4.1.

Las descripciones se efectúan de forma cualitativa y, siempre que sea posible, cuantitativa. A tal efecto existen tablas, escalas, índices y valores de referencia que se utilizan para cuantificar las diferentes propiedades y características del macizo o de sus elementos. La cuantificación de los parámetros es útil para establecer valores objetivos con los que trabajar, pero además es necesaria para su introducción en las clasificaciones geomecánicas de los macizos rocosos.

Dado el gran número de parámetros a valorar, para la toma sistemática de los datos resulta muy útil utilizar estadillos como el que se presenta en la Figura 4.2, que permiten anotar claramente las observaciones y medidas realizadas. En el caso de afloramientos extensos deberán tomarse varios puntos o estaciones de medida en cada zona, en cada una de las cuales se realiza la toma de datos sistemática. Cuanto mayor sea el número de medidas y estaciones realizadas, mayor será la representatividad de los resultados obtenidos en cuanto a caracterización global del macizo rocoso.

La **descripción de los parámetros del macizo rocoso** se realiza a partir de los datos recogidos en cada estación; se establecerán los parámetros referentes al número de familias de discontinuidades, orientación y características representativas de cada una de ellas, determinando su importancia relativa, tamaño y forma de los bloques que conforman el macizo, grado de fracturación, etc., así como otros factores que influyen en el comportamiento, como el grado de meteorización y las propiedades hidrogeológicas.

La **caracterización global del macizo rocoso** constituye la fase final del proceso descriptivo, y debe proporcionar las condiciones geológicas y geomecánicas del macizo en su conjunto. A partir de estos resultados se aplican las **clasificaciones geomecánicas**, que proporcionan información sobre la calidad y resistencia del macizo, así como datos cuantitativos para su aplicación a diferentes fines constructivos (túneles, taludes, etc.). Esta última fase requiere una mayor experiencia, y debe integrar el conocimiento de la geología regional y del emplazamiento. Los resultados de la caracterización geomecánica de afloramientos rocosos pueden presentarse en forma de cartografías de detalle y en perfiles geológico-geotécnicos.

Características y propiedades a describir en campo para la caracterización del macizo rocoso

Ámbito de estudio	Característica o propiedad	Método	Clasificación
Matriz rocosa	Identificación.	Observaciones de visu y con lupa.	Clasificación geológica y geotécnica.
	Meteorización.	Observaciones de visu.	Índices estándar.
	Resistencia.	Índices y ensayos de campo.	Clasificaciones empíricas de resistencia.
Discontinuidades	Orientación.	Medida directa con brújula de geólogo.	
	Espaciado.	Medidas de campo.	Índices y clasificaciones estándar.
	Continuidad.		
	Rugosidad.	Observaciones y medidas de campo.	Comparación con perfiles estándar.
	Resistencia de las paredes.	Martillo Schmit. Índices de campo.	Clasificaciones empíricas de resistencia.
	Abertura.	Observaciones y medidas de campo.	Índices estándar.
	Relleno.		
	Filtraciones.		
Macizo rocoso	Número de familias de discontinuidades.	Medidas de campo.	Índices y clasificaciones estándar.
	Tamaño de bloque.		
	Intensidad de fracturación.		
	Grado de meteorización.	Observaciones de campo.	Clasificaciones estándar.

4.2

Descripción y zonificación del afloramiento

El primer paso en el estudio de un afloramiento de un macizo rocoso debe ser la identificación del mismo y su descripción general. Posteriormente se lleva a cabo la división en zonas o sectorización y la descripción de las mismas. Es muy útil realizar fotografías y dibujos esquemáticos del afloramiento, donde se pueden indicar las características básicas de cada zona.

Por lo general, en un macizo rocoso pueden establecerse a simple vista, siempre que el afloramiento no sea muy amplio, distintas áreas con diferente aspecto o tipos de materiales rocosos, por ejemplo, zonas con distinta litología, elementos estructurales, grado de fracturación, grado de meteorización, etc., lo que permite una división inicial por zonas. Esto facilita las

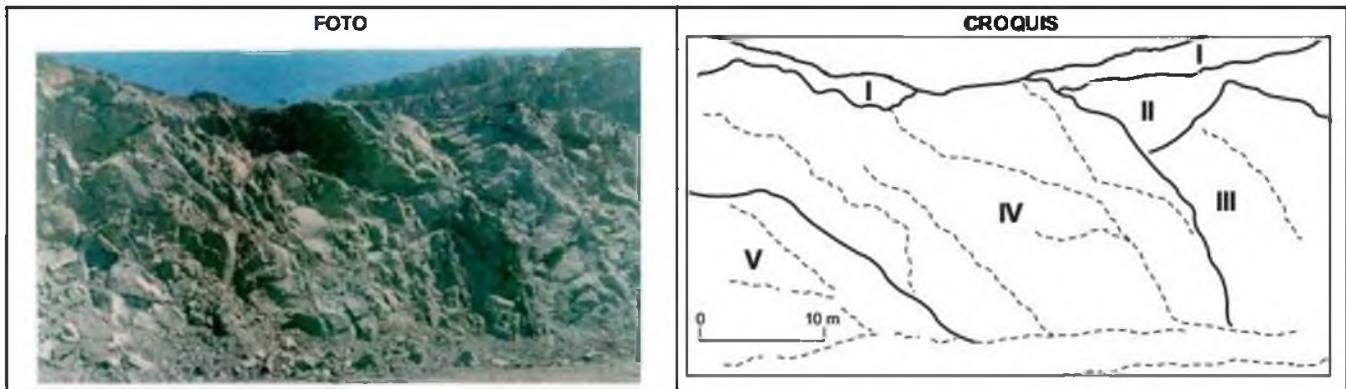
posteriores descripciones y la aplicación sistemática de los procedimientos en la toma de los datos y medidas. En ocasiones, si existen pocos afloramientos o éstos presentan poca extensión, o si el macizo rocoso a caracterizar es muy amplio, esta tarea puede resultar difícil.

Se recomienda seguir la siguiente secuencia (Ferrer y González de Vallejo, 1999):

a) Identificación del afloramiento

Localización, situación geográfica, accesos, extensión, características geométricas, etc. Debe indicarse si es un afloramiento natural o corresponde a una excavación y las condiciones en que se encuentra.

PROYECTO: REALIZADO POR: FECHA:		ESTACIÓN: LOCALIZACIÓN:		HOJA/PLANO: FOTO:				
LITOLOGÍA	NATURALEZA:		POTENCIA:		FORMACIÓN Y EDAD:			
FORMACIONES SUPERFICIALES ESTRUCTURA	NATURALEZA Y TEXTURA:		MORFOLOGÍA:		ESPESOR:			
	PLIEGUES		FALLAS		OTROS			
FRACTURACIÓN	BLOQUES Jv Juntas/m ³	Muy grandes < 1	Grandes 1-3	Medias 3-10	Pequeñas 10-30	Muy pequeñas >30	Muy brechificado > 60	
RESISTENCIA DE MATRIZ ROCOSA	Extremad. blanda (U/fe) 0	Muy blanda (Navaja) 1	Blanda (Punta martillo) 2	Media (1 Golpe martillo) 3	Dura (+ 1 Golpe martillo) 4	Muy dura (Varios golpes) 5	Extremad. dura (Sólo rays con martillo) 6	
GRADOS DE METEORIZACIÓN	I Sana		II Algo meteorizada	III Medianamente meteorizada	IV Muy meteorizada	V Completamente meteorizada	VI Suelo residual	
HIDROGEOLOGÍA	Sin presencia de agua		Seco (con señales de agua)		Húmedo	Goteos	Flujo	CAUDAL ESTIMADO
RESISTENCIA "R" ESCLERÓMETRO	30	42	30	50	45	38	40	OBSERVACIONES:



ESTACIÓN Nº	ESPACIADO en mm	CONTINUIDAD		ABERTURA en mm	RUGOSIDAD	RELLENOS						
		Rumbo	Buzamiento			Meteorización		Filtraciones		Resistencia		RESISTENCIA AL PENETRÓMETRO DE BOLSILLO kg/cm ²
TIPO DE PLANO	DIRECCIÓN DE BUZAMIENTO (°)	BUZAMIENTO (°)										
J ₁	80	90										
J ₂	90	30										
J ₃	120	80										
J ₄	35	85										
J ₅	280	60										
J ₆	15	90										
J ₇	325	30										
J ₈	350	10										
J ₉	255	75										
J ₁₀	255	90										
J ₁₁	282	25										
J ₁₂	295	60										
J ₁₃	225	75										
J ₁₄	85	75										
J ₁₅	265	90										
J ₁₆	70	40										
J ₁₇	210	90										
J ₁₈	270	85										
J ₁₉	355	40										
J ₂₀	190	80										
J ₂₁	270	70										

TIPO DE PLANO S₀-Estratificación J₁...J_n-Juntas **RELLENO** S-Arena B-Brecha Q-Cuarzo O-Óxidos
S₁-Esquistosidad F₁...F_n-Fallas G-Gravas A-Arcillas M-Milonita C-Calcita F-Feldespatos

Figura 4.2 Estadillo para la toma de datos geomecánicos en campo (cortesía de Prospección y Geotecnia).

b) Fotografías y esquemas

c) Descripción geológica general

- Formación y edad geológica.
- Litologías.
- Estructuras observables a gran escala.
- Rasgos estructurales generales: macizo estratificado, fallado, fracturado, masivo, etc.
- Zonas alteradas y meteorizadas y espesor de las mismas.
- Presencia de agua, surgencias, etc.

Es recomendable incluir cuantos datos se aprecien, incluso los que puedan considerarse de interés secundario. Si existe alguna duda sobre las condiciones del afloramiento también deben indicarse en la descripción.

d) División en zonas y descripción general de cada zona

La zonificación se realizará en base a criterios litológicos y estructurales considerando los sectores más o menos homogéneos del afloramiento, no siendo conveniente establecer demasiadas zonas, aunque el número y la extensión de las mismas dependerá del grado de

heterogeneidad de los materiales y estructuras que formen el macizo, de la extensión del afloramiento y del grado de detalle y finalidad de la investigación. Se debe realizar una breve descripción general de cada zona, sin entrar en detalles referentes a la matriz rocosa o a las discontinuidades, incluyendo datos sobre la litología, estado de meteorización, fracturación y presencia de agua. Estas descripciones cualitativas deben aportar una idea del material a estudiar, pero sin valorar cuantitativamente las propiedades del macizo y de sus componentes.

Para la división en zonas del afloramiento y la descripción general de cada una se recomienda utilizar estadios como el de la Figura 4.1.

e) Identificación de zonas singulares

Zonas singulares son aquellas zonas, elementos o estructuras no sistemáticas, que no se repiten en el macizo, y que tienen influencia en sus propiedades y comportamiento mecánico, por ejemplo fallas, diques, zonas de brecha, cavidades, zonas de flujo de agua, etc. Estas zonas deben tratarse y describirse de forma individualizada, indicando la problemática específica que presentan, así como su influencia en el comportamiento general del macizo.

4.3

Caracterización de la matriz rocosa

Los aspectos que deben describirse en campo son:

- Identificación.
- Meteorización o alteración.
- Resistencia a compresión simple.

Identificación

La identificación de visu de una roca se establece a partir de su composición y de su textura o relaciones geométricas de sus minerales. A estos criterios descriptivos se unen las características genéticas, cuando éstas pueden ser deducidas de la paragénesis mineral, composición química, forma y estructura del yacimiento, y de las relaciones temporales y espaciales con otras rocas.

Las observaciones más prácticas son:

- Composición mineralógica.
- Forma y tamaño de los granos.
- Color y transparencia.
- Dureza.

Para la correcta observación de estas propiedades es necesario limpiar la roca, eliminando la capa superficial de alteración. Según el tipo de roca, otros aspectos que pueden ser determinados son la presencia o ausencia de exfoliación y la existencia de maclado y tipo de macla.

La **composición mineralógica** permite clasificar litológicamente la roca. Los minerales más comunes que forman las rocas se pueden identificar a nivel de muestra con una lupa, si las dimensiones del mineral lo permiten. La identificación detallada de los minerales requiere un estudio petrográfico mediante lámina delgada, que se realizará siempre que existan dudas en la identificación de los mismos.

Una vez descritos los minerales, se nombra y clasifica la roca. El sistema más recomendable se basa en clasificaciones geológicas enfocadas hacia usos geotécnicos. En el Cuadro 4.2 se incluye la clasificación propuesta por la Sociedad Internacional de Mecánica de Rocas (ISRM).

Clasificación de las rocas para usos geotécnicos

CUADRO 4.2

Tamaño de grano, mm	Rocas estratificadas (mayormente sedimentarias)						Rocas con foliación		Rocas con estructura masiva y textura cristalina (mayormente ígneas)						Tamaño de grano, mm						
Mayor de 20	Descripción por tamaño de grano	CONGLOMERADO Cantos rodados, bolos y gravas cementadas por una matriz fina.		>50% de los granos son carbonatos	>50% de los granos son de rocas volcánicas de grano fino		Descripción por tamaño de grano	GNEISS Foliación bien desarrollada frecuentemente muy espaciada.		Descripción por tamaño de grano	PEGMATITA GRANITO DIORITA Estas rocas a veces son porfíricas y entonces se describen como granitos porfíricos		Piroxenita	Mayor de 20							
20	RUDITAS	BRECHA Fragmentos irregulares de roca en una matriz fina.		CALCIZO Calcedonia	Fragmentos de productos volcánicos en una matriz fina. Granos redondeados AGLOMERADO Granos angulosos. BRECHA VOLCÁNICA	ROCAS SALINAS	GRUESO	MIGMATITA Foliación irregular. Esquistos y neises mezclados.	MÁRMOL CUARCITA Granulita CORNEANA Anfibolita Serpentina	GRUESO		GABRO	Peridotita	20							
6		ARENITAS	ARENISCA Granos angulosos o redondeados, cementada por minerales de arcilla, carbonáticos o de hierro. Cuarcita: granos de cuarzo y cemento silíceo. Arcosa: mayoría de gravas feldespáticas. Gruvaca: diversos fragmentos de roca.		CALCARENITA	Cenizas volcánicas cementadas		Yeso						ESQUISTO Foliación ondulado bien desarrollada; generalmente abundante mica	MEDIO	MEDIO		MICRO-GRANITO MICRO-DIORITA A veces son porfíricas y se describen como porfíricas	Dolerita	6	
2			ARENITAS																	CALCARENITA	TOBA
0.6	ARENITAS			CALCARENITA	TOBA	FINO	PIZARRA Planas de foliación bien desarrolladas	FINO	FINO			0.6									
0.2		ARENITAS										CALCARENITA	TOBA	FINO	PIZARRA	FINO	FINO			0.2	
0.06	LUTITAS		MASIVAS	LIMOLITA	CARBONATADAS	Limo lila cálcica	TOBA de grano fino	FINO	FILITA	FINO	FINO									RIOLITA ANDESITA A veces son porfíricas y se describen como porfíricas	BASALTO
0.002		LUTITAS	LAMINADAS	ARCILLITA		CARBONATADAS	Calcilutita					TOBA de grano grueso	FINO	PIZARRA	FINO	FINO			0.002		
Menor de 0,002	Silex: aparece como bandas o nódulos en la creta. Chert: aparece como módulo y bandas en limolitas y calcarenitas.																			Menor de 0,002	
Amarillo o Oligo cristalino	Cemento granular excepto rocas amorfes								CRISTALINAS			Claro	Color	Oscuro							
	SILICEAS								SILICEAS	Principalmente SILICEAS		ÁCIDA Mucho cuarzo	INTERMED. Algo de cuarzo	BÁSICA Poco o Nada de cuarzo	ULTRA BÁSICA						
	<p>ROCAS SEDIMENTARIAS Las rocas con cemento granular presentan gran variación de resistencia, algunas areniscas son más resistentes que muchas rocas ígneas. La estratificación puede no observarse en muestras de mano sino en afloramiento. Sólo las rocas sedimentarias y algunas rocas metamórficas derivadas de ellas contienen fósiles. Las rocas calcáreas contienen calcita (CO₃Ca) que se reconoce por su efervescencia con ácido clorhídrico diluido.</p>						<p>ROCAS METAMÓRFICAS Se distinguen por su foliación. La foliación en los gneises se observa mejor en el afloramiento. Las rocas metamórficas sin foliación son muy difíciles de reconocer. Cualquier roca generada por metamorfismo de contacto se describen como conchas y generalmente son algo más resistentes que la roca original.</p>			<p>ROCAS ÍGNEAS Constituidas por granos minerales fuertemente unidos. Evada resistencia cuando aparecen sanos; no porosas. Aparecen como: 1. Batolitos; 2. Lacolitos; 3. Sills; 4. Diques; 5. Flujos de lava; 6. Filones.</p>											

DESCRIPCIÓN DE MACIZOS ROCOSOS

La identificación de la roca se completa definiendo el tamaño de grano y el color. En el Cuadro 4.2 de clasificación de rocas para usos geotécnicos aparece el tamaño de grano como criterio de clasificación, adoptando las rocas sedimentarias una terminología específica en función de este parámetro.

El **tamaño de grano** hace referencia a las dimensiones medias de los minerales o fragmentos de roca que componen la matriz rocosa. La estimación del tamaño de grano se realiza normalmente de visu, con una regla o con la ayuda de comparadores de tamaño. En rocas de grano fino es útil la ayuda de una lupa de mano. El tamaño de las partículas minerales que componen la roca puede ser homogéneo (rocas equigranulares) o presentar variaciones importantes (heterogranulares).

Los términos utilizados y los intervalos de tamaño reconocidos internacionalmente son los indicados en el Cuadro 4.3.

CUADRO 4.3

Clasificación del tamaño de grano de las rocas

Descripción	Tamaño del grano	Equivalencia con los tipos de suelos
Grano grueso	> 2 mm	Gravas
Grano medio	0,06-2 mm	Arenas
Grano fino	< 0,06 mm	Limos y arcillas

El **color** de una roca depende de los minerales que la componen. Algunos minerales tienen un color distintivo, pero frecuentemente contienen sustancias o impurezas que lo modifican. El color se puede describir de forma semejante al de los suelos, dando un color principal seguido de uno secundario e indicando, por último, la intensidad que presenta (por ejemplo, granito gris verdoso claro). Existen cartas de colores que se emplean para la comparación, evitando así cualquier grado de subjetividad en la descripción. La observación debe realizarse sobre la roca fresca, una vez retirada la capa superficial de alteración.

Cuando la roca no ha sufrido procesos de alteración y presenta un color original y característico, se define como roca sana. Las variaciones de coloración de la roca en el afloramiento indican que el material rocoso ha sufrido procesos de meteorización. La variación en la coloración puede afectar a todos los minerales constituyentes o solo a algunos, aspecto que ha de indicarse en la descripción.

La **dureza** es una propiedad directamente relacionada con la resistencia, que depende de la composición mineralógica y del grado de alteración que afecte a la roca. Su descripción es cualitativa. Generalmente se adoptan como criterios la densidad y la resistencia de la roca, estableciéndose el grado 1 para la roca menos densa y resistente ($\gamma = 1,5 \text{ t/m}^3$ y $\sigma_c = 50 \text{ kg/cm}^2$) y el grado 14 para la más densa y resistente ($\gamma = 2,7 \text{ t/m}^3$ y $\sigma_c = 1.800 \text{ kg/cm}^2$).

Para evaluar la dureza de los minerales se emplea la escala de Mohs, que asigna un valor de 1 para el mineral más blando (talco) y un valor de 10 para el más duro (diamante).

Meteorización

El grado de meteorización de la roca es una observación importante en cuanto que condiciona de forma definitiva sus propiedades mecánicas. Según avanza el proceso de meteorización aumentan la porosidad, permeabilidad y deformabilidad del material rocoso, al tiempo que disminuye su resistencia. Los procesos de meteorización física y química que afectan a las rocas se describen en el Apartado 3.2 del Capítulo 3.

La identificación del estado o grado de meteorización de la matriz rocosa se puede realizar de forma sistemática a partir de las descripciones del Cuadro 4.4.

CUADRO 4.4

Descripción del grado de meteorización

Término	Descripción
Fresca	No se observan signos de meteorización en la matriz rocosa.
Decolorada	Se observan cambios en el color original de la matriz rocosa. Es conveniente indicar el grado de cambio. Si se observa que el cambio de color se restringe a uno o algunos minerales se debe mencionar.
Desintegrada	La roca se ha alterado al estado de un suelo, manteniéndose la fábrica original. La roca es friable, pero los granos minerales no están descompuestos.
Descompuesta	La roca se ha alterado al estado de un suelo, alguno o todos los minerales están descompuestos.



a)



c)



b)

Figura 4.3 Diferentes grados de meteorización de matriz rocosa granítica. a) roca ligeramente decolorada, con cambios en el color original de la matriz rocosa; b) roca desintegrada, alterada al estado de suelo, manteniendo la fábrica original; c) roca descompuesta, con minerales descompuestos y pérdida de la textura original. Los elementos de escala de las fotografías corresponden a 30 cm (a y b) y 2 m (c); (cortesía de Prospección y Geotecnia).

Las condiciones climáticas son el principal agente en la meteorización, y el aspecto que ofrecen las rocas meteorizadas varía para las distintas regiones climáticas. En la Figura 4.3 se presentan algunos ejemplos mostrando diferentes grados de meteorización de la matriz rocosa. Los distintos tipos de rocas son afectados desigualmente por los procesos de meteorización (como se describe en el Apartado 3.2 del Capítulo 3), siendo éstos más intensos cuanto mayor es el tiempo de exposición a los agentes atmosféricos.

Resistencia

La resistencia de la matriz rocosa puede ser estimada en el afloramiento mediante índices de campo o a partir de correlaciones con datos proporcionados por sencillos ensayos de campo, como el ensayo de carga puntual PLT o el martillo Schmidt.

Los **índices de campo** permiten una estimación del rango de resistencia de la roca. Los criterios para su identificación aparecen descritos en el Cuadro 3.7 del Capítulo 3, y deben ser aplicados sobre la roca una vez limpiada la capa de alteración superficial.

El **ensayo de carga puntual** o de rotura entre puntas, PLT, permite obtener un índice, I_p , correlacionable con la resistencia a compresión simple. Mediante el **martillo Schmidt** o esclerómetro se mide la resistencia al rebote de una superficie rocosa, que se correlaciona con la resistencia a compresión simple. En el Apartado 5 del Capítulo 6 se describen ambos ensayos y sus aplicaciones; en las Figuras 6.68 y 6.69 de dicho capítulo se muestran los dos aparatos de ensayo. En ambos casos es recomendable tomar un número elevado de medidas y realizar su análisis estadístico. Con los valores de resistencia obtenidos con estos métodos se puede clasificar la matriz rocosa en base a los criterios del Cuadro 4.5.

Clasificación en base a la resistencia de la roca

Resistencia a compresión simple (MPa)	Descripción
1-5	Muy blanda
5-25	Blanda
25-50	Moderadamente dura
50-100	Dura
100-250	Muy dura
> 250	Extremadamente dura

4.4

Descripción de las discontinuidades

Las discontinuidades condicionan de una forma definitiva las propiedades y el comportamiento resistente, deformacional e hidráulico de los macizos rocosos. La resistencia al corte de las discontinuidades es el aspecto más importante en la determinación de la resistencia de los macizos rocosos duros fracturados, y para su estimación es necesario definir las características y propiedades de los planos de discontinuidad.

En el Apartado 3.5 del Capítulo 3 se describen los tipos de discontinuidades y se definen los parámetros físicos y geométricos que condicionan sus propiedades y su comportamiento mecánico. La descripción y medida de estos parámetros para cada familia debe ser realizada en campo:

- Orientación.
- Espaciado.
- Continuidad o persistencia.
- Rugosidad.
- Resistencia de las paredes.
- Abertura.
- Relleno.
- Filtraciones.

Algunos de estos parámetros, como la rugosidad, resistencia de las paredes, apertura y relleno, determinan el comportamiento mecánico y la resistencia al corte de las discontinuidades.

Orientación

Las discontinuidades sistemáticas se presentan en familias con orientación y características más o menos homogéneas. La orientación relativa y el espaciado de las diferentes familias de un macizo rocoso definen la forma de los bloques que conforman el macizo. La orientación de las discontinuidades con respecto a las estructuras u obras de ingeniería condiciona la presencia de inestabilidades y roturas a su favor. En la Figura 3.68 del Capítulo 3 se presentan ejemplos de la influencia de la orientación de los planos de debilidad en obras como taludes, presas y túneles.

La orientación de una discontinuidad en el espacio queda definida por su dirección de buzamiento (dirección de la línea de máxima pendiente del plano de discontinuidad respecto al norte) y por su buzamiento (inclinación respecto a la horizontal de dicha línea). Su medida se realiza mediante la brújula con clinómetro o con el diaclasímetro.

La dirección de buzamiento se mide siguiendo la dirección de las agujas del reloj desde el norte, y varía entre 0° y 360°. El buzamiento se mide mediante el clinómetro, con valores entre 0° (capa horizontal) y 90° (capa vertical). Los valores de dirección de buza-

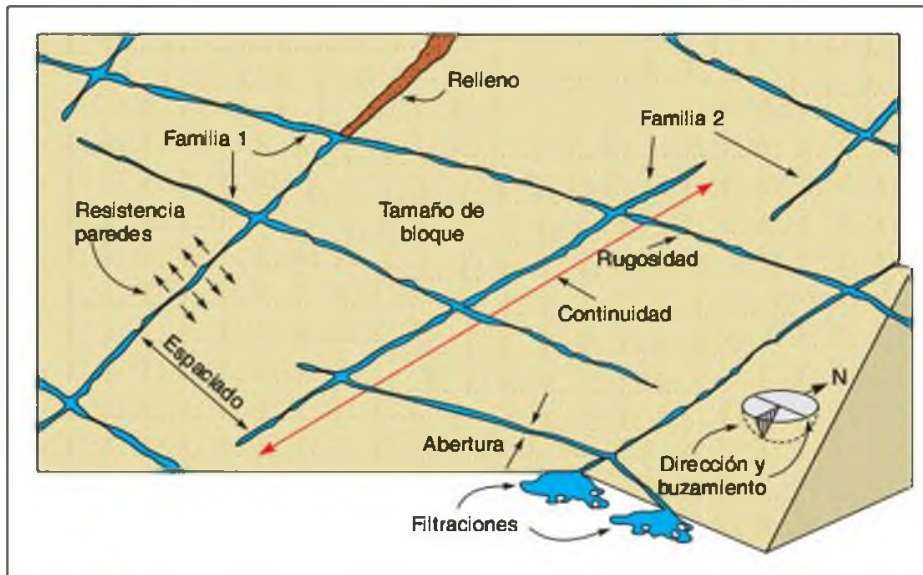


Figura 4.4 Representación esquemática de las propiedades geométricas de las discontinuidades (Hudson, 1989).

miento y buzamiento se suelen registrar en este orden en los estadillos, indicando el tipo de discontinuidad al que corresponden los valores. Por ejemplo, la notación S_0 270°/60° indica un plano de estratificación con un buzamiento de 60° según una dirección de 270°.

También puede definirse la orientación de un plano de discontinuidad por su rumbo o dirección (ángulo que forma una línea horizontal trazada sobre el plano de discontinuidad con el norte magnético, midiendo hacia el este) y su buzamiento, debiendo indicar en este caso el sentido del buzamiento (norte, sur, este, oeste). La dirección del plano y la dirección de buzamiento forman un ángulo de 90° (Figura 4.5). Ejemplo: la notación J_2 135°/50° SW indica un plano de discontinuidad que pertenece a la familia de diaclasas J_2 con una dirección de 135° respecto al norte y hacia el este y con un buzamiento de 50° hacia el suroeste; la orientación de este mismo plano también queda definida por 315°/50° SW o por 45° W/50° SW.

Es aconsejable medir un número suficiente de orientaciones de discontinuidades para definir adecuadamente cada familia. El número de medidas dependerá de la dimensión de la zona estudiada, de la aleatoriedad de las orientaciones de los planos y del detalle de análisis. Si las orientaciones son constantes se puede reducir el número de medidas.

La representación gráfica de la orientación de las diferentes familias de discontinuidades puede realizarse mediante:

- Proyección estereográfica, representando los polos o planos con valores medios de las diferentes familias.
- Diagramas de rosetas, que permiten representar un gran número de medidas de orientación de forma cuantitativa (Figura 4.6).
- Bloques diagrama, permitiendo una visión general de las familias y sus orientaciones respectivas, como se muestra en la Figura 3.77 del Capítulo 3.
- Símbolos en mapas geológicos, que indican los valores medios de dirección y la dirección y valor del buzamiento para los diferentes tipos de discontinuidades (juntas, fallas, foliación, etc.).

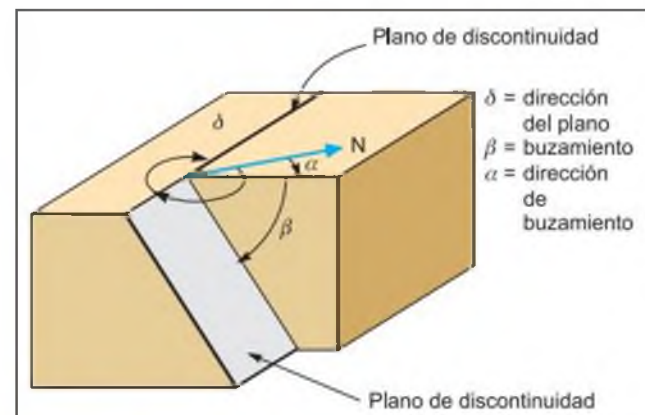


Figura 4.5 Medida de la orientación de discontinuidades.

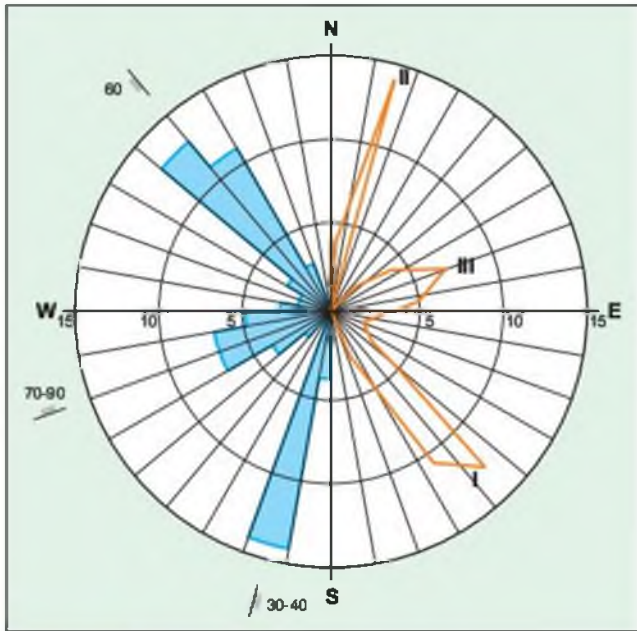


Figura 4.6 Representación de datos de orientación en un diagrama de rosetas según dos métodos (ISRM, 1981).

Espaciado

El espaciado entre los planos de discontinuidad condiciona el tamaño de los bloques de matriz rocosa y, por tanto, define el papel que ésta tendrá en el comportamiento mecánico del macizo rocoso, y su impor-

tancia con respecto a la influencia de las discontinuidades. En macizos rocosos con espaciados grandes, de varios metros, en los procesos de deformación y rotura prevalecerán las propiedades de la matriz rocosa o de los planos de discontinuidad según la escala de trabajo considerada y la situación de la obra de ingeniería con respecto a las discontinuidades; si los espaciados son menores, de varios decímetros a 1 ó 2 metros, el comportamiento del macizo lo determinarán los planos de debilidad; por último, si el espaciado es muy pequeño el macizo estará muy fracturado y presentará un comportamiento «isótropo», controlado por las propiedades del conjunto de bloques más o menos uniformes.

El espaciado se define como la distancia entre dos planos de discontinuidad de una misma familia, medida en la dirección perpendicular a dichos planos. Normalmente este valor se refiere al espaciado medio o modal de los valores medidos para las discontinuidades de una misma familia.

La medida del espaciado se realiza con una cinta métrica, en una longitud suficientemente representativa de la frecuencia de discontinuidades, al menos de tres metros. Como norma general, la longitud de medida debe ser unas diez veces superior al espaciado. La cinta debe colocarse perpendicularmente a los planos, registrándose la distancia entre discontinuidades adyacentes.

Por lo general, las superficies expuestas de los afloramientos rocosos no permiten realizar las medidas del espaciado en la dirección perpendicular a las su-

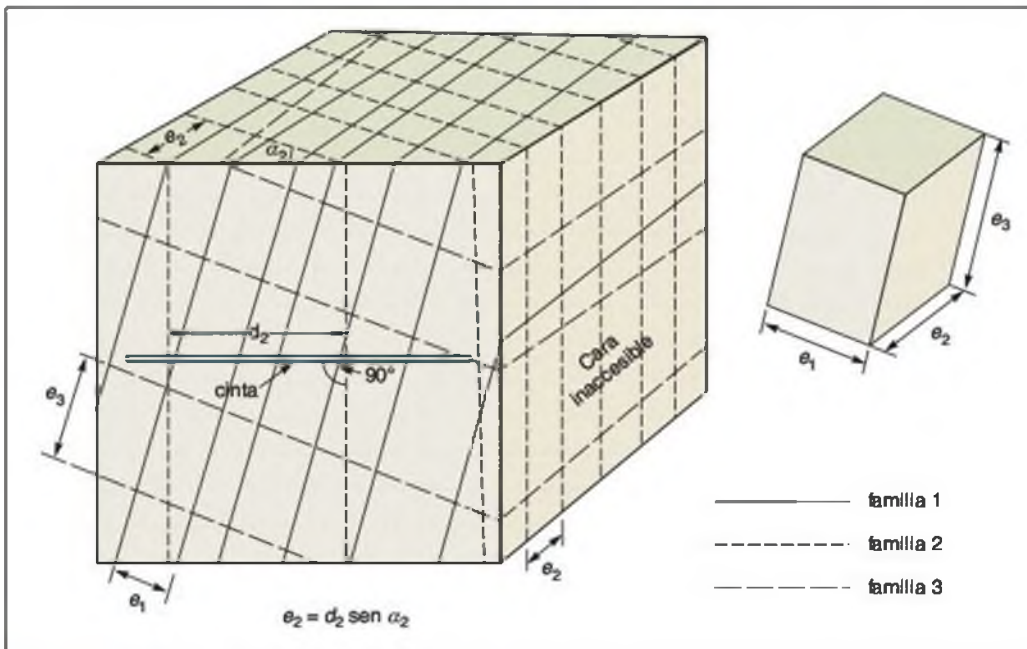


Figura 4.7 Medida del espaciado en una cara expuesta del afloramiento (ISRM, 1981).

perfiles, y lo que se miden son espaciados aparentes, debiéndose aplicar las correcciones necesarias para obtener el espaciado real. La Figura 4.7 representa una cara de un afloramiento en la que únicamente se pueden medir los espaciados aparentes de tres familias de discontinuidades. Colocando la cinta métrica perpendicular a las trazas de los planos de cada familia, se mide la distancia d , que deberá ser corregida para calcular el espaciado real:

$$e = d \cdot \text{sen } \alpha$$

siendo e el espaciado real, d la distancia media medida con la cinta y α el ángulo entre la línea de medición y la dirección de la familia.

El espaciado se describe según los términos del Cuadro 4.6. En la Figura 4.8 se presentan ejemplos de discontinuidades con diferentes espaciados.

Descripción del espaciado

Descripción	Espaciado
Extremadamente junto	< 20 mm
Muy junto	20-60 mm
Junto	60-200 mm
Moderadamente junto	200-600 mm
Separado	600-2.000 mm
Muy separado	2.000-6.000 mm
Extremadamente separado	> 6.000 mm

CUADRO 4.6



a)



c)



b)

Figura 4.8 Ejemplos de espaciados de discontinuidades en afloramientos. a) Espaciado «muy junto» (5 cm) en la familia principal de discontinuidades con dirección perpendicular a la regla; b) Macizo calizo con dos familias principales de discontinuidades, una vertical con continuidad «muy baja» y una horizontal con continuidad «muy junta», ambas con espaciado «muy junto» y formando bloques «muy pequeños»; c) Macizo cuarcítico de buena calidad con discontinuidades horizontales y verticales «separadas», con espaciados del orden de 0,5-1 metro.

Continuidad

La continuidad o persistencia de un plano de discontinuidad es su extensión superficial, medida por la longitud según la dirección del plano y según su buzamiento. Es un parámetro de gran importancia pero de difícil cuantificación a partir de la observación de afloramientos, en los que normalmente se ven las trazas de los planos de discontinuidad según un buzamiento aparente.

La medida de la continuidad se realiza con una cinta métrica. Si el afloramiento permite la observación tridimensional de los planos de discontinuidad, deberán medirse las longitudes a lo largo de la dirección y del buzamiento. Las discontinuidades pueden o no terminar contra otra discontinuidad, debiendo indicarse en la descripción. Es importante destacar las familias más continuas, ya que por lo general serán éstas las que condicionen principalmente los planos de rotura del macizo rocoso. La continuidad se describe según el Cuadro 4.7.

Por lo general, las discontinuidades singulares, como las fallas y los diques, suelen ser muy continuas, y representan los mayores planos de debilidad en el macizo rocoso, por lo que deben ser caracterizadas y descritas con especial atención.

Descripción de la continuidad

Continuidad	Longitud
Muy baja continuidad	< 1 m
Baja continuidad	1-3 m
Continuidad media	3-10 m
Alta continuidad	10-20 m
Muy alta continuidad	> 20 m

(ISRM, 1981).

Rugosidad

La descripción y medida de la rugosidad tiene como principal finalidad la evaluación de la resistencia al corte de los planos, τ , que para discontinuidades sin cohesión puede ser estimada a partir de datos de campo y de expresiones empíricas, como se describe en el Apartado 3.5 del Capítulo 3 y en el Recuadro 4.1, al final de este apartado. La rugosidad aumenta la resistencia al corte, que decrece con el aumento de la abertura y, por lo general, con el espesor de relleno.

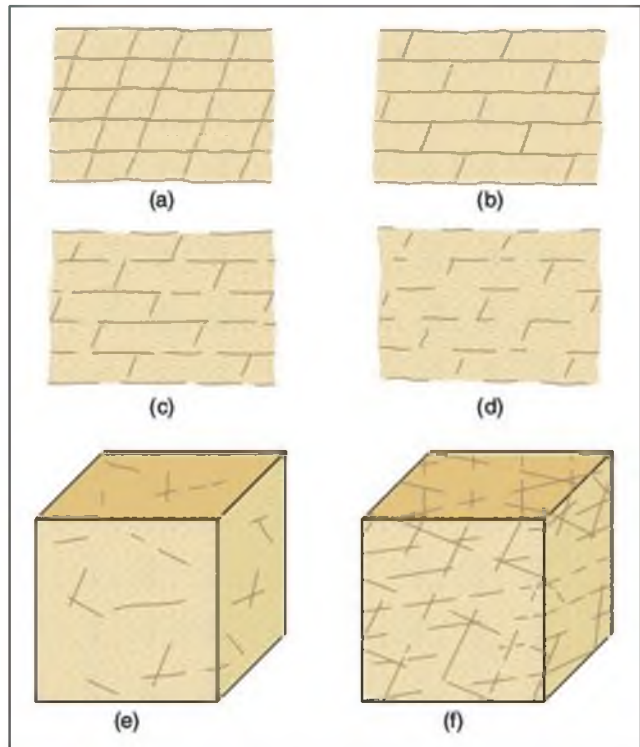


Figura 4.9 Diagramas mostrando distintos modelos de continuidad o persistencia de varias familias de discontinuidades (ISRM, 1981).

El término rugosidad se emplea en sentido amplio para hacer referencia tanto a la **ondulación** de las superficies de discontinuidad, como a las irregularidades o **rugosidades** a pequeña escala de los planos, definidas en ocasiones como de 1.º y 2.º orden respectivamente. La descripción de la rugosidad requiere, pues, dos escalas de observación (Figura 4.10):

- Escala decimétrica y métrica para la ondulación de las superficies: superficies planas, onduladas o escalonadas.
- Escala milimétrica y centimétrica para la rugosidad o irregularidad: superficies pulidas, lisas o rugosas.

La rugosidad puede ser medida en campo con diversos métodos, dependiendo de la exactitud requerida, de la escala de medida o de la accesibilidad al afloramiento, incluyendo desde estimaciones cualitativas hasta medidas cuantitativas. El método más sencillo y rápido es la comparación visual de la discontinuidad con los **perfiles estándar de rugosidad** de la Figura 4.11. Cualitativamente un plano de discontinuidad puede ser, por ejemplo, ondulado-liso, plano-rugoso u ondulado-rugoso.



Figura 4.10 Ondulación y rugosidad de una superficie de discontinuidad.

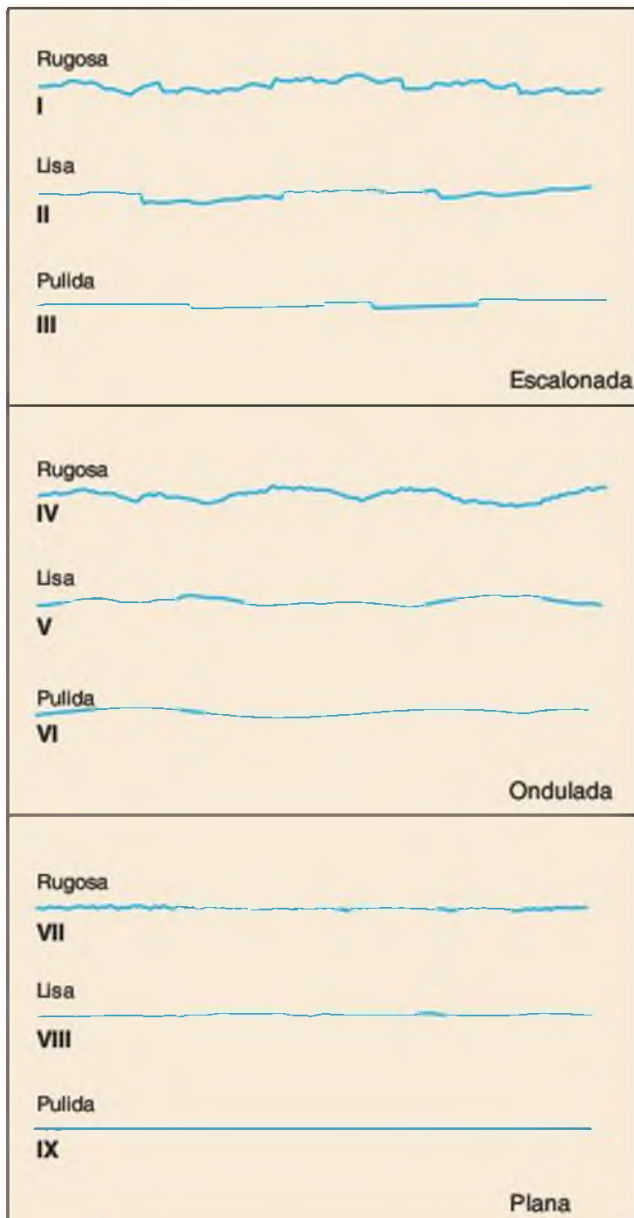


Figura 4.11 Perfiles de rugosidad. La longitud de los perfiles está en el rango entre 1 y 10 metros (ISRM, 1981).

En las Figuras 4.12 y 3.78 del Capítulo 3 se presentan diferentes ejemplos de descripción de la rugosidad y otros parámetros de las superficies de discontinuidad.

Existen otros métodos más precisos que permiten realizar medidas cuantitativas de la ondulación y la rugosidad:

- Realización de **perfiles lineales**. Para ello se apoya una regla sobre las rugosidades más salientes y se registra, a intervalos regulares, la distancia entre la regla y la superficie de la discontinuidad (considerando ésta como la dirección media del plano), obteniéndose así un registro detallado de valores x - y a partir de los cuales se pueden obtener los ángulos de rugosidad u ondulación. La distancia de medida depende de la escala de las rugosidades, desde algunos decímetros para la rugosidad a pequeña escala hasta algunos metros para las de escala decimétrica o métrica.
- **Método de los discos**. Este método se utiliza para medir los ángulos de rugosidad del plano de discontinuidad en varias direcciones, muy útil cuando no se conoce la posible dirección de movimiento. Los resultados aportan las variaciones locales de la superficie de discontinuidad respecto a su buzamiento general. El método consiste en colocar unos discos planos de diferente diámetro (5, 10, 20 ó 40 cm según la escala de trabajo) sobre distintas zonas de la discontinuidad, y medir con una brújula la dirección y buzamiento del disco. Cuando el disco utilizado es grande (por ejemplo de 40 cm), el ángulo de rugosidad medido será menor que con discos menores, como se observa en la Figura 4.13. Los resultados se pueden representar estereográficamente con respecto a diferentes posibles direcciones de deslizamiento o movimiento sobre el plano.

Las medidas deben ser realizadas sobre perfiles representativos de la rugosidad de los planos. Para esta



a)



b)

Figura 4.12 a) Discontinuidad «ondulada-lisa» con «alta continuidad» en un macizo volcánico; b) discontinuidad «plana-rugosa» en cuarcitas. Los elementos de escala de las fotografías corresponden a 2 m y 30 cm respectivamente.

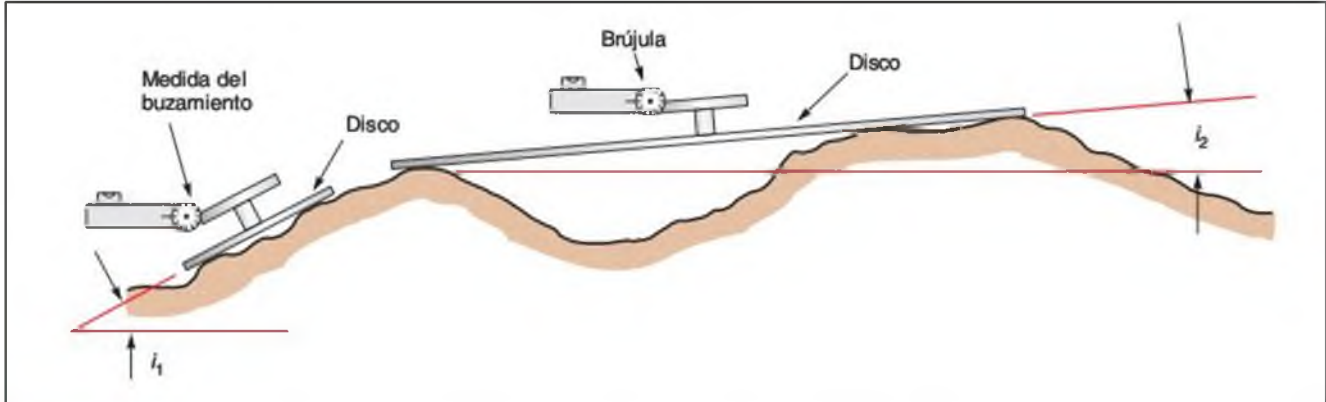


Figura 4.13 Método de los discos para medida de la rugosidad en discontinuidades (ISRM, 1981).

blecer los valores de los ángulos de rugosidad y de ondulación se recomienda llevar a cabo un gran número de medidas. Si se conoce o presume la dirección de deslizamiento potencial a favor de una discontinuidad, será a lo largo de ésta donde deberá ser estimada la rugosidad. Si esta dirección es desconocida, deberán caracterizarse las rugosidades para varias posibles direcciones de deslizamiento en el plano de discontinuidad.

Resistencia de las paredes de la discontinuidad

La resistencia de la pared de una discontinuidad influye en su resistencia al corte y en su deformabilidad. Depende del tipo de matriz rocosa, del grado de alteración y de la existencia o no de relleno. En discontinuidades sanas y limpias, la resistencia sería la



Figura 4.14 Alteración por oxidación en las superficies de discontinuidad de un macizo rocoso de cuarcitas, mientras que la matriz rocosa permanece fresca.

misma de la matriz rocosa, pero generalmente es menor debido a la meteorización de las paredes: los procesos de alteración afectan en mayor grado a los planos de discontinuidad que a la matriz rocosa (Figura 4.14). Por este motivo, junto a la medida de la resistencia de las paredes de la discontinuidad debe ser estimado el grado de meteorización de la matriz rocosa, según el Cuadro 4.4.

La resistencia puede estimarse en campo con el **martillo Schmidt**, aplicándolo directamente sobre la discontinuidad, siguiendo el procedimiento descrito en el Apartado 6.5 del Capítulo 6 para medir la resistencia de la matriz rocosa, o a partir de los **índices de campo** del Cuadro 3.7 del Capítulo 3, donde, en general, la resistencia de la pared rocosa estará comprendida entre los grados R_0 a R_6 .

En ambos casos las medidas deben realizarse sobre paredes representativas del estado de alteración de las discontinuidades, considerando también las discontinuidades más frecuentes o más significativas en el macizo rocoso.

Abertura

La apertura es la distancia perpendicular que separa las paredes de la discontinuidad cuando no existe relleno (Figura 4.15a). Este parámetro puede ser muy variable en diferentes zonas de un mismo macizo rocoso: mientras que en superficie la apertura puede ser alta, ésta se reduce con la profundidad, pudiendo llegar a cerrarse. La influencia de la apertura en la resistencia al corte de la discontinuidad es importante incluso en discontinuidades muy cerradas, al modificar las tensiones efectivas que actúan sobre las paredes. Los procesos de desplazamiento en la discontinuidad

o de disolución pueden dar lugar a aberturas importantes.

Su medida se realiza directamente con una regla graduada en milímetros. Cuando la separación es muy pequeña se puede emplear un calibre que se introduce en la abertura. Debe indicarse si la abertura de una discontinuidad presenta variaciones, realizándose medidas a lo largo al menos de 3 m. La descripción se realiza según la terminología del Cuadro 4.8. Las medidas han de realizarse para cada familia de discontinuidades, adoptando los valores medios más representativos de cada una de ellas.

CUADRO 4.8

Descripción de la abertura

Abertura	Descripción
<0,1 mm	Muy cerrada
0,1-0,25 mm	Cerrada
0,25-0,5 mm	Parcialmente abierta
0,5-2,5 mm	Abierta
2,5-10 mm	Moderadamente ancha
> 10 mm	Ancha
1-10 cm	Muy ancha
10-100 cm	Extremadamente ancha
> 1 m	Cavernosa

(ISRM, 1981).

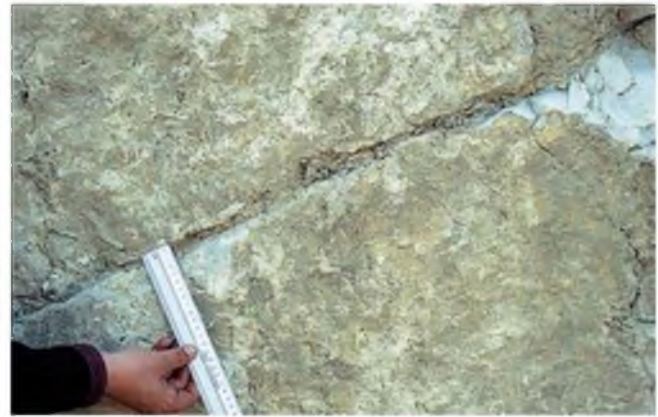
Relleno

Las discontinuidades pueden aparecer rellenas de un material de naturaleza distinta a la roca de las paredes. Existe gran variedad de materiales de relleno con propiedades físicas y mecánicas muy variables. La presencia de relleno gobierna el comportamiento de la discontinuidad, por lo que deben ser reconocidos y descritos todos los aspectos referentes a sus propiedades y estado. Debe tenerse en cuenta que si se trata de materiales blandos o alterados, éstos pueden sufrir variaciones importantes en sus propiedades resistentes a corto plazo si cambia su contenido en humedad o si tiene lugar algún movimiento a lo largo de las juntas.

Las características principales del relleno que deben describirse en el afloramiento son: su naturaleza, espesor o anchura, resistencia al corte y permeabilidad (los dos últimos parámetros de forma indirecta o cualitativa):



a)



b)



c)

Figura 4.15 a) Discontinuidad de abertura «muy ancha» sin relleno, en areniscas; b) Discontinuidad «plana rugosa», con abertura «ancha» y relleno arcilloso seco; c) Discontinuidad «ondulada-rugosa» en calizas con abertura «muy ancha» y relleno arcilloso. Los elementos de escala de las fotografías corresponden a 0,5 m (a) y 30 cm (b y c); (cortesía de Prospección y Geotecnia).

- La anchura se mide directamente con una regla graduada en mm.
- La descripción del relleno incluye la identificación del material, descripción mineralógica y tamaño de grano. Si el relleno proviene de la descomposición y alteración del material de las paredes de la discontinuidad, deberá ser evaluado su grado de meteorización, que normalmente será descompuesto o desintegrado (Cuadro 4.4).
- La resistencia se puede estimar mediante los índices de campo del Cuadro 3.7 del Capítulo 3 (si el relleno es blando corresponderá a los grados S_1 a S_6), o mediante la utilización del esclerómetro o martillo de Schmidt, cuyo procedimiento de medida se detalla en el Apartado 6.5 del Capítulo 6.
- Debe indicarse el grado de humedad, y estimarse cualitativamente la permeabilidad del material de relleno.
- En caso de poder reconocerlo, se indicará si ha existido desplazamiento por corte a favor del

relleno, en cuyo caso sus propiedades y estructura mineralógica habrán sufrido cambios con respecto al estado inicial.



Figura 4.16 Circulación de agua a favor de discontinuidades en un macizo rocoso muy meteorizado de areniscas (cortesía de Prospección y Geotecnia).



Recuadro 4.1

Evaluación de la resistencia al corte de discontinuidades a partir de datos de campo

La resistencia al corte de discontinuidades sin cohesión puede estimarse a partir de datos de campo mediante el criterio de Barton y Choubey (1977), como se describe en el Apartado 5 del Capítulo 3:

$$\tau_p = \sigma'_n \text{tg} (\text{JRC} \log_{10} (\text{JCS}/\sigma'_n) + \phi_r)$$

donde:

$(\text{JRC} \log_{10} (\text{JCS}/\sigma'_n) + \phi_r)$ representa el ángulo de fricción de pico de la discontinuidad, ϕ_p

τ_p = resistencia al corte de pico en discontinuidades rugosas sin cohesión.

σ'_n = esfuerzo normal efectivo sobre el plano de discontinuidad.

JRC = coeficiente de rugosidad de la discontinuidad

JCS = resistencia a compresión simple de la pared de la discontinuidad.

ϕ_r = ángulo de rozamiento residual de la discontinuidad, que puede ser estimado a partir de la expresión:

$$\phi_r = (\phi_b - 20^\circ) + 20^\circ(r/R)$$

siendo r el valor del rebote del martillo Schmidt sobre la pared de la discontinuidad, R el valor del rebote del martillo Schmidt sobre la matriz rocosa y ϕ_b el ángulo de fricción básico del material. Los valores de R , r y JCS se estiman en campo según se explica en el Apartado 3.5 del Capítulo 3; el valor de σ'_n se calcula en función de la carga litostática sobre la discontinuidad, conociendo la densidad del material rocoso y, en su caso, la presión de agua. El valor de ϕ_b puede estimarse a partir de tablas bibliográficas (Cuadro 3.13 del Capítulo 3). El valor del coeficiente de rugosidad JRC se estima por comparación a partir de los perfiles tipo que aparecen en la Figura 3.85 del Capítulo 3.

Para la estimación de la resistencia friccional de una discontinuidad puede realizarse un sencillo ensayo de campo, denominado *tilt test*, que permite la comparación de los valores obtenidos con los calculados por el método empírico anterior. El ensayo se describe en el Apartado 6.5 del Capítulo 6.

En la Figura 4.15 se presentan ejemplos de discontinuidades con rellenos.

dades (permeabilidad secundaria), aunque en ciertas rocas permeables las filtraciones a través de la matriz rocosa (permeabilidad primaria) pueden ser también importantes. Las observaciones respecto a las filtraciones en discontinuidades, tanto si se presentan rellenas como si aparecen limpias, pueden seguir las descripciones del Cuadro 4.9.

Filtraciones

El agua en el interior de un macizo rocoso procede generalmente del flujo que circula por las discontinui-

CUADRO 4.9

Descripción de las filtraciones en discontinuidades

Clase	Discontinuidades sin relleno	Discontinuidades con relleno
I	Junta muy plana y cerrada. Aparece seca y no parece posible que circule agua.	Relleno muy consolidado y seco. No es posible el flujo de agua.
II	Junta seca sin evidencia de flujo de agua.	Relleno húmedo pero sin agua libre.
III	Junta seca pero con evidencia de haber circulado agua.	Relleno mojado con goteo ocasional.
IV	Junta húmeda pero sin agua libre.	Relleno que muestra señales de lavado, flujo de agua continuo (estimar el caudal en l/min.).
V	Junta con rezume, ocasionalmente goteo pero sin flujo continuo.	Relleno localmente lavado, flujo considerable según canales preferentes (estimar caudal y presión).
VI	Junta con flujo continuo de agua (estimar el caudal en l/min. y la presión).	Rellenos completamente lavados, presiones de agua elevadas.

(ISRM, 1981).

4.5

Parámetros del macizo rocoso

Para la caracterización global del macizo rocoso a partir de datos de afloramientos, además de la descripción de sus componentes, la matriz rocosa y las discontinuidades, deben ser considerados otros factores representativos del conjunto, como son:

- Número y orientación de las familias de discontinuidades.
- Tamaño de bloque e intensidad de fracturación.
- Grado de meteorización.

Número y orientación de familias de discontinuidades

El comportamiento mecánico del macizo rocoso, su modelo de deformación y sus mecanismos de rotura están condicionados por el número de familias de discontinuidades. La orientación de las diferentes familias con respecto a una obra o instalación sobre el terreno puede determinar, además, la estabilidad de la misma.

La intensidad o grado de fracturación y el tamaño de los bloques de matriz rocosa vienen dados por el número de familias de discontinuidades y por el espaciado de cada familia. Cada una de las familias queda caracterizada por su orientación en el espacio y por las propiedades y características de los planos.

En los reconocimientos de campo de los macizos rocosos deben ser registradas todas las familias presentes, y evaluar su grado de importancia relativa. Este grado puede expresarse mediante la asignación de números correlativos para las familias de mayor a menor importancia. Así, la familia principal (con mayor continuidad, menor espaciado, mayor abertura, etc.) sería la familia número uno.

La orientación media de una familia se evalúa mediante la proyección estereográfica o la construcción de diagramas de rosetas con los datos de las orientaciones medidas para cada discontinuidad. Actualmente existen programas informáticos para realizar estos trabajos de una forma rápida y exacta.

El macizo puede clasificarse por el número de familias según el Cuadro 4.10, variando entre macizos rocosos masivos o con una única familia de discontinuidades, por ejemplo un macizo rocoso granítico, y macizos con cuatro o más familias de discontinuidades, como puede ser un afloramiento de pizarras ple-

Clasificación de macizos rocosos por el número de familias de discontinuidades

CUADRO 4.10

Tipo de macizo rocoso	Número de familias
I	Masivo, discontinuidades ocasionales.
II	Una familia de discontinuidades.
III	Una familia de discontinuidades más otras ocasionales.
IV	Dos familias de discontinuidades.
V	Dos familias de discontinuidades más otras ocasionales.
VI	Tres familias de discontinuidades.
VII	Tres familias de discontinuidades más otras ocasionales.
VIII	Cuatro o más familias de discontinuidades.
IX	Brechificado.

(ISRM, 1981).

gado e intensamente fracturado. La presencia de tres familias principales de discontinuidades ortogonales entre sí es frecuente en los macizos rocosos sedimentarios, siendo una de las familias la estratificación.

Las familias de discontinuidades se pueden representar gráficamente mediante bloques diagrama como los de las Figuras 4.17 y 3.77 del Capítulo 3, permitiendo así la visualización espacial de su orientación relativa y del tamaño y forma de los bloques de matriz rocosa.

Tamaño de bloque y grado de fracturación

El tamaño de los bloques que forman el macizo rocoso condiciona de forma definitiva su comportamiento y sus propiedades resistentes y deformacionales. La dimensión y la forma de los bloques están definidas por el número de familias de discontinuidades, su orientación, su espaciado y su continuidad. La descripción del tamaño de bloque se puede realizar de las siguientes formas:

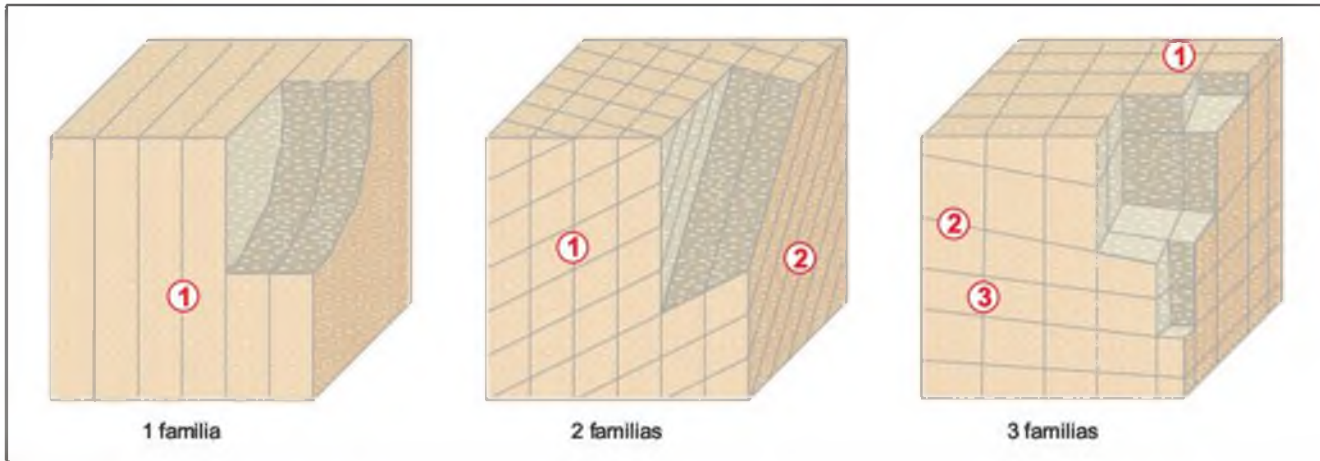


Figura 4.17 Representación del número de familias mediante bloques diagramas.

- Mediante el índice de tamaño de bloque I_b , que representa las dimensiones medias de los bloques tipo medidos en el afloramiento. Por ejemplo, en el caso de una roca sedimentaria con planos de estratificación y con dos familias de discontinuidades perpendiculares entre sí, el índice I_b vendría definido por:

$$I_b = (e_1 + e_2 + e_3)/3$$

siendo e_1 , e_2 y e_3 los valores medios del espaciado de las tres familias de discontinuidades.

- Mediante el parámetro J_v , que representa el número total de discontinuidades que interceptan una unidad de volumen (1 m^3) del macizo rocoso. Ante la dificultad de observar tridimensionalmente un afloramiento, el valor de J_v se suele determinar contando las discontinuidades de cada familia que interceptan una longitud determinada, midiendo perpendicularmente a la dirección de cada una de las familias (o en su defecto realizando la corrección necesaria con respecto a la dirección aparente de medida):

$$J_v = \sum \frac{\text{n.º de discontinuidades}}{\text{longitud de medida}}$$

Por ejemplo, para un macizo con tres familias de discontinuidades (J_1 , J_2 y J_3):

$$J_v = (\text{n.º } J_1/L_1) + (\text{n.º } J_2/L_2) + (\text{n.º } J_3/L_3)$$

La longitud a medir dependerá del espaciado de cada familia, variando normalmente entre 5 y 10 metros. De forma más rápida, aunque menos exacta, también puede estimarse el valor de J_v contando el número total de discontinuidades que interceptan una longitud L en cualquier dirección de interés (cortando

al mayor número posible de planos), correspondiendo este valor a la frecuencia de discontinuidades, λ :

$$\lambda = \frac{\text{número de discontinuidades}}{L \text{ (m)}}$$

o

$$\lambda = \frac{1}{\text{espaciado medio de discontinuidades (m)}}$$

El valor de J_v se relaciona con el tamaño de los bloques según el Cuadro 4.11; los valores mayores de 60 corresponden a un macizo rocoso brechificado.

El Cuadro 4.12 incluye una clasificación del macizo rocoso en función de la forma y tamaño del bloque y de la intensidad de fracturación.

En las Figuras 4.18 y 4.19 se presentan ejemplos de descripción del tamaño de los bloques y del grado de fracturación en los macizos rocosos en función del número de familias de discontinuidades.

CUADRO 4.11

Descripción del tamaño de bloque en función del número de discontinuidades

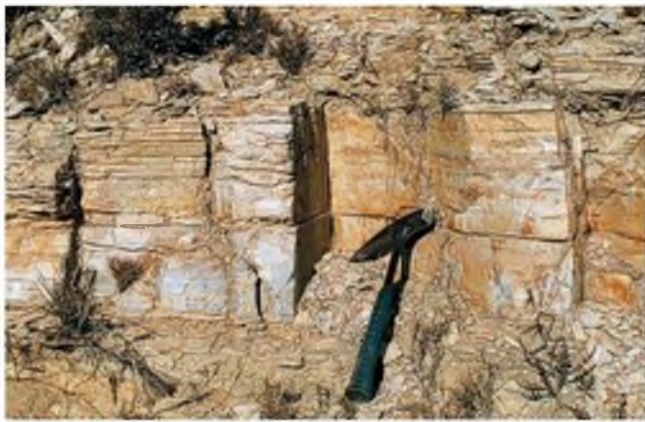
Descripción	J_v (discontinuidades/ m^3)
Bloques muy grandes	< 1
Bloques grandes	1-3
Bloques de tamaño medio	3-10
Bloques pequeños	10-30
Bloques muy pequeños	> 30

(ISRM, 1981).

Clasificación de macizos rocosos en función del tamaño y forma de los bloques

Clase	Tipo	Descripción
I	Masivo	Pocas discontinuidades o con espaciado muy grande.
II	Cúbico	Bloques aproximadamente equidimensionales.
III	Tabular	Bloques con una dimensión considerablemente menor que las otras dos.
IV	Columnar	Bloques con una dimensión considerablemente mayor que las otras dos.
V	Irregular	Grandes variaciones en el tamaño y forma de los bloques.
VI	Triturado	Macizo rocoso muy fracturado.

(ISRM, 1981).



a)



b)

Figura 4.18 a) Bloques cúbicos pequeños formados por familias de discontinuidades ortogonales entre si en materiales margocalizos; b) bloques columnares grandes (de unos 3 m de altura) en un macizo volcánico con la parte inferior afectada por un mayor grado de fracturación; (fotos L. G. de Vallejo.)

La fracturación del macizo rocoso está definida por el número, espaciado y condiciones de las discontinuidades, cualquiera que sea su origen y clase. El **grado de fracturación** se expresa habitualmente por el valor del **índice RQD** (*rock quality designation*), parámetro descrito en el Apartado 6.3 del Capítulo 6, que se mide en testigos de sondeos. En base a su valor se clasifica la calidad del macizo rocoso según el Cuadro 3.11 del Capítulo 3.

A pesar de su utilidad, este índice no considera aspectos como la orientación, separación, rellenos y demás condiciones de las discontinuidades, por lo que no es suficiente para describir las características de la fracturación de los macizos rocosos; estos aspectos

adicionales deben quedar cubiertos por descripciones de campo y de los testigos de los sondeos.

La descripción de la fracturación a partir de datos de afloramientos puede referirse al número de familias de discontinuidades y al tamaño de los bloques, como se ha descrito en los párrafos anteriores. El **índice RQD** puede estimarse en afloramientos a partir de correlaciones empíricas como la de Palmstrom, 1975 (en ISRM, 1981):

$$RQD = 115 - 3,3 J_v \quad \text{para } J_v > 4,5$$

$$RQD = 100 \quad \text{para } J_v \leq 4,5$$



Figura 4.19 a) Macizo rocoso volcánico masivo con bloques muy grandes; b) macizo dolomítico triturado, con bloques muy pequeños: (fotos M. Ferrer).

Por ejemplo, para un macizo rocoso de calidad aceptable con un RQD de 65, el valor correspondiente de J_p es de 15, mientras que para un macizo rocoso de calidad pobre, con RQD de 30, J_p vale 26.

La estimación del índice RQD puede también realizarse a partir de la frecuencia de discontinuidades, λ ,

mediante la siguiente expresión que proporciona el valor teórico mínimo del RQD (Figura 4.20):

$$RQD \approx 100 \exp^{-0,1\lambda} (0,1\lambda + 1)$$

donde λ es la inversa del espaciado medio de las discontinuidades.

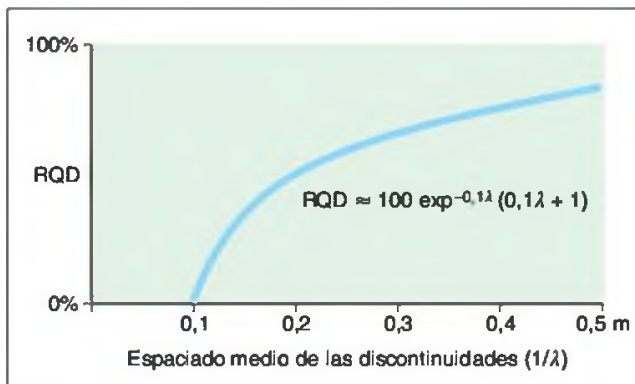


Figura 4.20 Relación entre la frecuencia del espaciado y el índice RQD.

Grado de meteorización

La evaluación del grado de meteorización del macizo rocoso se realiza por observación directa del afloramiento y comparación con los índices estándares recogidos en el Cuadro 4.13. En ocasiones puede ser necesario fragmentar un trozo de roca para observar la meteorización de la matriz rocosa.

En la Figura 4.21 se presentan ejemplos de macizos rocosos afectados por diferentes grados de meteorización.

Evaluación del grado de meteorización del macizo rocoso

Grado de meteorización	Tipo	Descripción
I	Fresco	No aparecen signos de meteorización.
II	Ligeramente meteorizado	La decoloración indica alteración del material rocoso y de las superficies de discontinuidad. Todo el conjunto rocoso está decolorado por meteorización.
III	Moderadamente meteorizado	Menos de la mitad del macizo rocoso aparece descompuesto y/o transformado en suelo. La roca fresca o decolorada aparece como una estructura continua o como núcleos aislados.
IV	Altamente meteorizado	Más de la mitad del macizo rocoso aparece descompuesto y/o transformado en suelo. La roca fresca o decolorada aparece como una estructura continua o como núcleos aislados.
V	Completamente meteorizado	Todo el macizo rocoso aparece descompuesto y/o transformado en suelo. Se conserva la estructura original del macizo rocoso.
VI	Suelo residual	Todo el macizo rocoso se ha transformado en un suelo. Se ha destruido la estructura del macizo y la fábrica del material.

(ISRM, 1981).



a)



b)



c)



d)

Figura 4.21 Ejemplos de meteorización de macizos rocosos. a) Grado II: gneiss glandular con matriz rocosa y superficies de discontinuidad ligeramente decoloradas; b) y c) Grado III: macizos rocosos calizo y cuarcítico moderadamente meteorizados, con alteración en las superficies de discontinuidad y en los bloques de matriz rocosa; d) Grado IV: macizo cuarcítico muy meteorizado, con los bloques de matriz rocosa separados y muy alterados.

Clasificación geomecánica y caracterización global del macizo rocoso

La descripción y medida de las características y propiedades de la matriz rocosa y de las discontinuidades y de los parámetros del macizo rocoso, proporcionan los datos necesarios para la evaluación geomecánica global del macizo. A partir de estos datos, la aplicación de las **clasificaciones geomecánicas** permite estimar la calidad y los parámetros resistentes aproximados del macizo, en términos de cohesión y fricción, tal como se describe en el Apartado 8 del Capítulo 3. En la Figura 3.132 del Capítulo 3 se presentan ejemplos de clasificación de macizos rocosos.

Para completar la caracterización global del macizo rocoso es también necesario evaluar otros aspectos que, en gran manera, influyen en su comportamiento mecánico, como son:

- Resistencia y deformabilidad.
- Comportamiento hidrogeológico.
- Estado tensional.

Estos factores no pueden ser cuantificados a partir de datos de afloramientos, pero sí pueden ser realizadas observaciones que permitan conocer, al menos de una forma cualitativa, las características correspondientes de los macizos rocosos.

La determinación de la **resistencia y deformabilidad** de un macizo rocoso fracturado puede ser compleja al depender de las propiedades resistentes de la matriz rocosa y de las discontinuidades, más aún considerando los diversos tipos y características de éstas últimas que pueden coexistir en el macizo. La existencia de zonas tectonizadas, alteradas, de diferente composición, húmedas y la presencia de estructuras asociadas a los materiales rocosos (pliegues, fallas, diques), implican zonas de debilidad y anisotropía con diferentes comportamientos y características resistentes y deformacionales.

En general, en un macizo rocoso con matriz rocosa dura y resistente, serán las diferentes familias de discontinuidades las que controlen su resistencia, bien destacando una familia en función de sus característi-

cas y su orientación, o bien la combinación de varias de ellas.

Los valores de la resistencia en un macizo de calidad alta son inferiores a los de la matriz rocosa que lo constituye, pero, aún así, éstos pueden ser muy variables en función de la disposición y orientación de las superficies de discontinuidad. En macizos rocosos blandos, la matriz rocosa juega un papel más importante en cuanto que la diferencia entre su resistencia y la de las discontinuidades es menor. En estos casos, la resistencia del macizo viene caracterizada por la de la matriz rocosa o por una combinación de la resistencia de la matriz rocosa y de las discontinuidades.

Una vez establecidos los elementos que van a controlar la resistencia del macizo (una familia o más de discontinuidades, la matriz, el conjunto de todo ello, una zona de debilidad, un plano de discontinuidad singular, etc.) pueden aplicarse los correspondientes criterios empíricos descritos en el Apartado 3.6 del Capítulo 3.

La deformabilidad puede ser igualmente evaluada de forma aproximada mediante las expresiones y criterios empíricos descritos en el mismo apartado.

Los **factores hidrogeológicos** que deben ser reflejados son: niveles freáticos, direcciones de flujo, filtraciones y surgencias. Así mismo deberán identificarse las zonas o elementos singulares que pueden suponer barreras o vías preferenciales para el paso del agua, como fracturas, diques, cavidades, rellenos arcillosos, etc.

Otro aspecto importante es la descripción del **estado tensional** a que está sometido el macizo rocoso. Aunque no es posible la evaluación cuantitativa de la magnitud de los esfuerzos con datos de campo, sí pueden realizarse observaciones geológicas que indiquen las direcciones de esfuerzos esperables en el ámbito del macizo rocoso. Estas observaciones se pueden completar con el conocimiento de la historia geológica y tectónica de la zona (ver Apartado 3.7 del Capítulo 3).

Bibliografía recomendada

- Ferrer, M. y González de Vallejo, L., Eds. (1999). Manual de campo para la descripción y caracterización de macizos rocosos en afloramientos. IGME.
- ISRM (1981). Suggested methods for rock characterization, testing and monitoring. ISRM Suggested methods. Ed. E.T. Brown. Pergamon Press.

Referencias bibliográficas

- Barton, N y Choubey, V. (1977). The shear strength of rock joints in theory and practice. *Rock Mechanics*, vol. 10, n.º 1, pp. 1-54.
- Ferrer, M. y González de Vallejo, L., Eds. (1999). Manual de campo para la descripción y caracterización de macizos rocosos en afloramientos. IGME.
- Hudson, J. A. (1989). *Rock mechanics principles in engineering practice*. Butterworths, Ciria. London.
- ISRM (1981). Suggested methods for rock characterization, testing and monitoring. ISRM Suggested methods. Ed E.T. Brown. Pergamon Press.

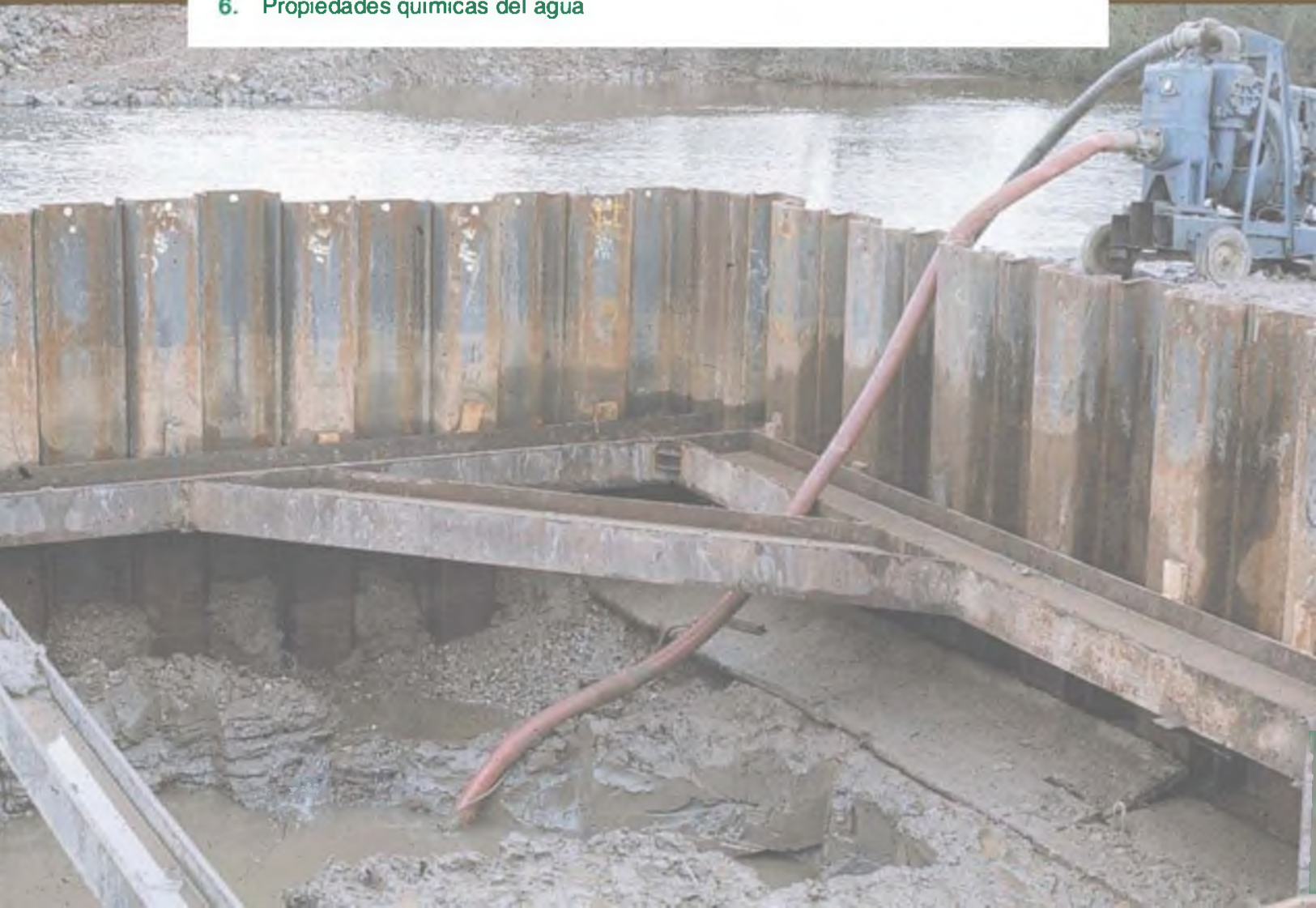


CAPÍTULO 5

HIDROGEOLOGÍA

CONTENIDO

1. Formaciones geológicas y su comportamiento frente al agua
2. Parámetros hidrogeológicos característicos de las formaciones geológicas
3. Flujo. Ley de Darcy y ecuaciones fundamentales del flujo en medios porosos
4. Métodos de evaluación de parámetros hidrogeológicos
5. Métodos de resolución
6. Propiedades químicas del agua



5.1

Formaciones geológicas y su comportamiento frente al agua

Los acuíferos deben ser entendidos como formaciones geológicas subterráneas permeables, susceptibles de almacenar y transmitir el agua. Así, cabe indicar que existe en la naturaleza una amplia gama de formaciones con capacidades muy diversas para almacenar y transmitir el agua; desde el punto de vista hidrogeológico, estas formaciones suelen dividirse en cuatro grupos principales (Figura 5.1):

- **Acuíferos:** capaces de almacenar y transmitir el agua (gravas, arenas, materiales calizos, etc.); son formaciones con **capacidad de drenaje alta** en las que se pueden perforar pozos y sondeos con el fin de satisfacer las necesidades humanas de abastecimiento, agricultura, industria, ganadería, etc.
- **Acuitardos:** capaces de almacenar el agua en cantidades muy importantes, pero la transmiten con dificultad; se suelen denominar con frecuencia formaciones semipermeables (limos, arenas limosas, arenas arcillosas, etc.), y su **capacidad de drenaje es media a baja**; no son de interés para la obtención de caudales que puedan servir a alguna necesidad hídrica, pero en la naturaleza juegan un papel muy importante como elementos transmisores del agua en recargas verticales a través de grandes superficies.
- **Acuicludos:** pueden almacenar el agua en grandes cantidades, pero no tienen la posibilidad de transmitirla y **se drenan con mucha dificultad**; el agua se encuentra encerrada en los poros de la formación y no puede ser liberada (arcillas, arcillas plásticas, limos arcillosos, etc.); en hidrogeología clásica, se asumen como impermeables, pero en ingeniería geológica este concepto se hace menos preciso, pues drenajes muy limitados pueden presentar problemas en determinadas obras.
- **Acuífugos:** formaciones incapaces de almacenar y de transmitir el agua; están representados por las rocas compactas, como granitos y gneises, y a veces incluso calizas muy compactas sin carstificar; se muestran como impermeables salvo que existan fracturas que pueden permitir flujos.

	Capacidad de almacenar	Capacidad de drenar	Capacidad de transmitir	Formaciones características
ACUÍFEROS	ALTA	ALTA	ALTA	Gravas, arenas, calizas
ACUITARDOS	ALTA	MEDIA/BAJA	BAJA	Limos, arenas limosas y arcillosas
ACUICLUDOS	ALTA	MUY BAJA	NULA	Arcillas
ACUÍFUGOS	NULA	NULA	NULA	Granitos, gneises, mármoles

Figura 5.1 Formaciones geológicas frente al agua.

Tipos de acuífero y su comportamiento

Ante todo conviene indicar, para fijar algunos puntos de referencia, que cuando se bombea un pozo baja el nivel del agua en el mismo y en toda la porción de acuífero circundante a él; el descenso de nivel es más pronunciado en el pozo y se reduce a medida que aumenta la distancia al mismo. La distancia existente entre el pozo de bombeo y la zona del acuífero en la que la influencia puede considerarse nula, es el llamado radio de influencia (Figura 5.2). En definitiva, se forma en torno al pozo un gran cono de bombeo, cuya superficie es la superficie piezométrica dinámica, y el valor del nivel de agua en un punto de dicha superficie es el llamado nivel dinámico. El nivel estático es el que existía en el acuífero antes de empezar el bombeo.

Hechas estas consideraciones, a continuación se comentan los tipos de acuíferos que existen en la naturaleza, su modo de reaccionar en los diferentes casos hidráulicos y estructurales, y su comportamiento frente al bombeo.

Desde el punto de vista de su textura, existen fundamentalmente tres tipos de materiales acuíferos, que se representan para su mejor comprensión en la Figura 5.3.

- Los denominados **acuíferos porosos**, cuya permeabilidad es debida a su porosidad intergranular; entre ellos se encuentran las gravas, arenas, arcosas y, en general, todos los materiales detríticos con tamaño de grano de arena como mínimo. La textura del medio está constituida por

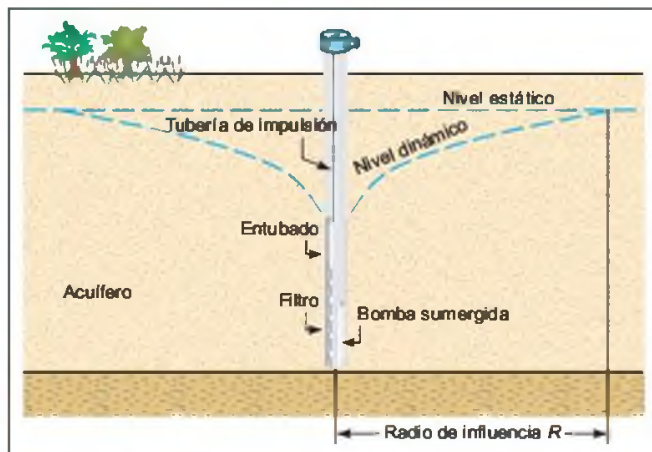


Figura 5.2 Cono de influencia al bombear un pozo de captación.

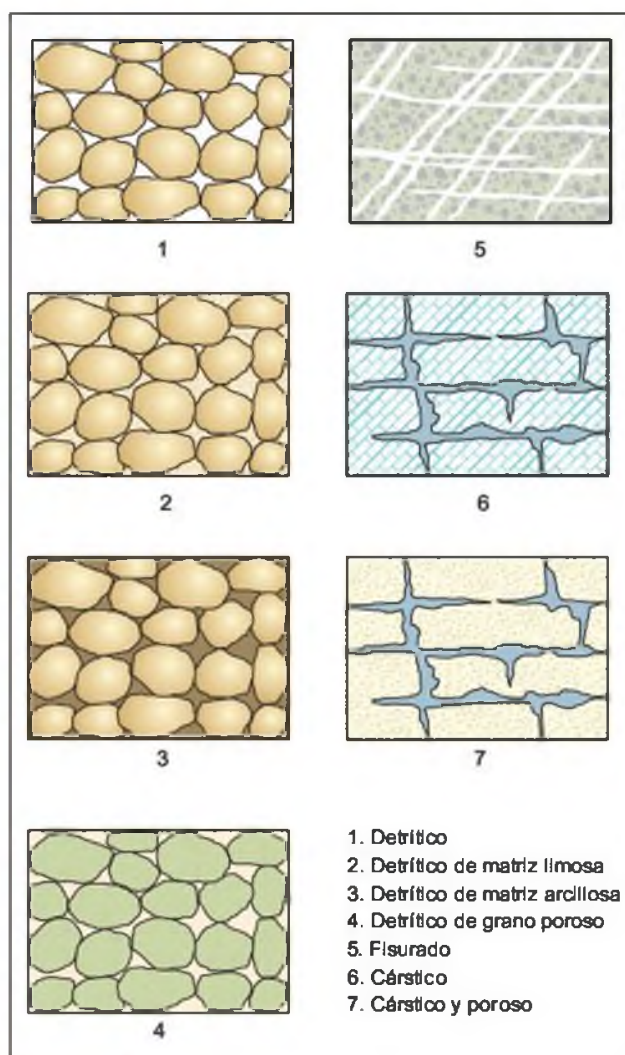


Figura 5.3 Tipos de acuíferos según su textura.

granos, permitiendo que el agua se almacene y circule por los huecos intergranulares; dichos huecos pueden estar rellenos de material granular muy fino, disminuyendo las características del medio para el almacenamiento y transporte de agua, o incluso estar rellenos de materiales arcillosos, dejando prácticamente anuladas estas características. En ocasiones, los mismos granos están constituidos por material poroso que les aporta, incluso, mejores propiedades como almacén de agua. Los medios granulares, dada su génesis, suelen ser muy homogéneos a escalas reducidas.

- Aquellos cuya permeabilidad es debida a grietas y fisuras, tanto de origen mecánico como de disolución, forman en conjunto los **acuíferos cársticos y fisurados**, y se encuentran entre ellos las calizas, dolomías, granitos, basaltos, etc., siendo los dos primeros los tipos más importantes. La carstificación es un proceso de disolución por acción del agua en formaciones carbonatadas previamente fisuradas; los acuíferos cársticos son poco homogéneos a pequeña escala, pero suelen presentarse más homogéneos si la escala de trabajo es suficientemente amplia.
- Por último, están los acuíferos cuya permeabilidad es debida a un conjunto de las dos anteriores causas, teniendo así los **acuíferos cársticos y porosos**. Son típicas las calcarenitas.

En general, los acuíferos porosos son más homogéneos, aún dentro de la heterogeneidad que hay que admitir a todos los acuíferos. Tanto éstos como los cársticos-porosos son capaces de almacenar gran cantidad de agua por unidad de volumen de acuífero y, por tanto, son en general acuíferos lentos que reaccionan con inercia a los bombeos. Los radios de influencia suelen ser más cortos que en los cársticos. Estos últimos, sin embargo, son menos homogéneos y suelen ser más dispares los resultados de los ensayos; tienen menor capacidad para almacenar agua y pueden ser considerados, por ello, acuíferos rápidos, en los que los radios de influencia son más largos que en los restantes acuíferos.

Por otra parte, los acuíferos, según sus circunstancias hidráulicas y estructurales, pueden funcionar de tres distintas formas (Figuras 5.4 y 5.5):

- **Acuíferos libres:** son aquellos en los que el nivel de agua se encuentra por debajo del techo de la formación permeable. Liberan agua por desaturación, es decir, el agua que ceden es el agua que tienen almacenada; este volumen de agua es alto en comparación con los acuíferos que se citan a continuación, y por ello tienen

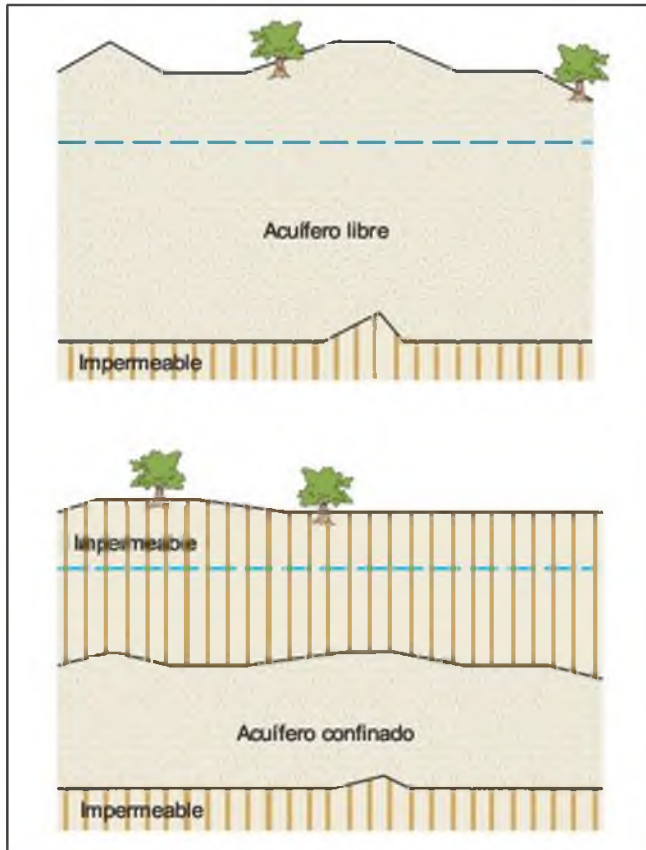


Figura 5.4 Esquemas de acuífero libre y confinado.

bastante inercia. Los conos de bombeo suelen ser esbeltos, esto es, con elevados descensos de nivel en el pozo y corto radio de influencia.

- **Acuíferos cautivos o confinados:** son aquellos que están aislados en el subsuelo, rodeados de

materiales impermeables por todos sus lados. El nivel de agua en los acuíferos cautivos está por encima del techo del material acuífero; en realidad, están a presión o en carga, debido al peso de los materiales superiores. El agua que ceden procede de la descompresión de estos niveles superiores, cuando se produce la depresión en el acuífero. En rigor, no existen en la naturaleza acuíferos cautivos puros, dado que no existen materiales absolutamente impermeables capaces de aislarlos, aunque a efectos prácticos muchos se pueden considerar como tales, entre otros aquellas formaciones permeables que permanecen cautivas en una gran extensión y afloran en superficie por alguno de sus extremos; este caso se comentará más adelante. Son acuíferos rápidos, con muy poca inercia debido a su baja capacidad de almacenar agua, que reaccionan o transmiten enseguida las influencias de un bombeo puntual; los conos de bombeo suelen ser de menor altura que en los libres, pero con radios de influencia largos.

- **Acuíferos semiconfinados:** los materiales que los rodean no son todos impermeables; así, el paquete superior o semiconfinante lo constituyen formaciones semipermeables, que permiten el paso del agua de otros acuíferos superiores al inferior semiconfinado. Consecuentemente, la velocidad de reacción de estos acuíferos ante un bombeo es más moderada que en los cautivos y los radios de influencia tienen valores medios entre los libres y los cautivos. En realidad un acuífero semiconfinado es un sistema físico integrado por un acuífero superior bien alimentado, un paquete semipermeable o acuitardo y un acuífero inferior semiconfinado; la diferencia

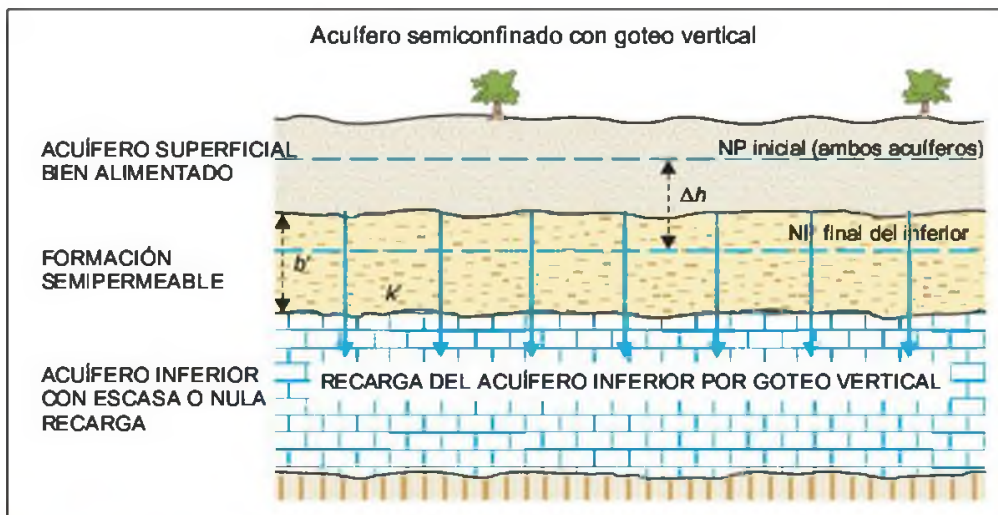


Figura 5.5 Esquema de acuífero semiconfinado.

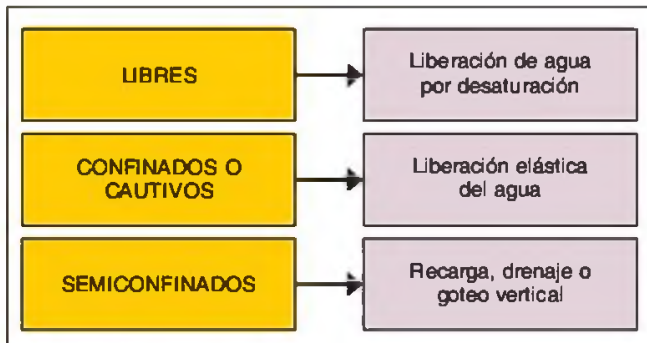


Figura 5.6 Tipo de acuíferos según su estructura y funcionamiento.

de niveles entre el acuífero superior e inferior acarrea una transferencia de agua vertical que alimenta el acuífero inferior.

En la Figura 5.6 se sintetiza el tipo de acuíferos existentes en la naturaleza, según su estructura y funcionamiento.

De acuerdo con lo expuesto, se puede tener una idea cualitativa de la forma de los conos de influencia y de la velocidad de reacción de los diversos acuíferos ante un bombeo. Por ejemplo, los acuíferos más lentos, es decir, los que transmiten con menor velocidad las influencias de los bombeos y que además tendrán conos de influencia profundos, pero de radios cortos, serán aquellos de textura porosa granular cuando trabajan como libres. Recíprocamente, los acuíferos que acusarán con mayor velocidad los efectos de un bombeo puntual, con conos de bombeo poco profundos y radios de influencia largos, serán los cársticos, cuando trabajan como cautivos.

Nivel piezométrico

El movimiento del agua en las formaciones geológicas está condicionado por la capacidad de realizar trabajo de sus partículas elementales, es decir, por su energía. La energía depende, de una parte, del campo de fuerzas a que está sometido el fluido y del agente sensible a dicho campo y, de otra, del tipo de energía en sí o forma en que el cuerpo tenga almacenada su capacidad de desarrollar trabajo.

Los tres tipos de energía que pueden incidir sobre el agua que se mueve en el seno de una formación permeable, asumiendo que no van a existir cambios de calor, son las siguientes:

- Energía potencial: $E_h = mgz$
- Energía cinética: $E_c = 1/2 \cdot mv^2$
- Energía de presión: $E_p = pV$

donde g representa la intensidad del campo gravitatorio y m la masa o agente sensible al campo gravitatorio, z es la altura respecto a una cota de referencia, v es la velocidad del fluido (agua), p es la presión a que está sometido el fluido y V es el volumen.

Por el principio de conservación de la energía, ésta va a permanecer constante a lo largo de una línea de corriente, y por tanto:

$$E = E_h + E_c + E_p = \text{cte}$$

o bien:

$$mgz + \frac{1}{2}mv^2 + pV = \text{cte}$$

sacando $m \cdot g$ factor común:

$$mg \left(z + \frac{v^2}{2g} + \frac{p}{\rho g} \right) = \text{cte}$$

siendo ρ la densidad del agua.

Ante un mismo fluido y un mismo campo gravitatorio, el terrestre, se tiene:

$$z + \frac{v^2}{2g} + \frac{p}{\rho g} = \text{cte}$$

que no es más que la expresión del teorema de Bernoulli y en la que todos sus términos tienen dimensiones de longitud:

$$[z] = L$$

$$\left[\frac{v^2}{2g} \right] = \frac{L^2T^{-2}}{LT^{-2}} = L$$

$$\left[\frac{p}{\rho g} \right] = \frac{MLT^{-2}L^{-2}}{ML^{-3}LT^{-2}} = L$$

En consecuencia, a los términos de la ecuación se los denomina alturas:

$z \rightarrow$ altura de posición

$\frac{v^2}{2g} \rightarrow$ altura de velocidad

$\frac{p}{\rho g} \rightarrow$ altura de presión

El término $v^2/2g$, o altura de velocidad, en el caso del movimiento del agua en el seno de un medio permeable, puede ser despreciado frente a la altura de presión y la altura de posición, dado lo bajo del valor de la velocidad del agua en dichos medios y, por tanto, la capacidad para realizar trabajo por parte del agua en un punto A de un acuífero, vendrá dada por su nivel

El NP en un punto de un acuífero es la altura que alcanza el agua, sobre una horizontal de referencia, cuando se deja éste a la presión atmosférica.

Se compone de dos sumandos:

- Altura de posición
- Altura de presión

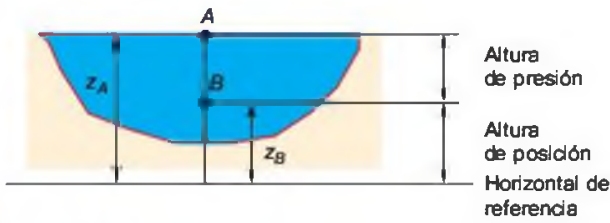


Figura 5.7 Nivel piezométrico.

piezométrico o suma de las alturas de posición y presión:

$$h_A = z_A + \frac{p_A}{\gamma_w}$$

siendo γ_w el peso específico del agua.

Al nivel piezométrico se le suele denominar también altura piezométrica, cota piezométrica o carga hidráulica. El nivel piezométrico se mantiene constante en la vertical de un almacenamiento de agua libre o en la vertical de un medio permeable saturado cuando éste es homogéneo e isótropo.

Tal y como se ve en la Figura 5.7, el punto A está a la presión atmosférica y por tanto su nivel piezométrico, h_A , es igual a su altura de posición z_A . El punto B tiene un nivel piezométrico, h_B , que se quiere comparar con h_A .

Sea p_B la presión en el punto B y z_B su altura de posición:

$$h_A = z_A$$

$$h_B = z_B + \frac{p_B}{\gamma_w} = z_B + \frac{(z_A - z_B)\gamma_w}{\gamma_w} = z_A = h_A$$

es decir, el nivel piezométrico es el mismo en los puntos A y B.

En consecuencia, el **nivel piezométrico** en un punto de un acuífero puede definirse como el valor de la cota respecto a una referencia que alcanza el agua cuando dicho punto se libera a la presión atmosférica. Esta altura se compone de dos sumandos: la altura de posición del punto respecto a una referencia y la altura de presión equivalente a la altura que alcanzaría el agua sobre el punto al dejar éste libre a la presión atmosférica.

Un término muy usado, principalmente en geotecnia, es el de «**nivel freático**». En la mayoría de las

publicaciones y trabajos técnicos, se puede deducir que existe confusión en el uso de este término.

Con frecuencia se habla de la profundidad a que se encuentra el agua en una excavación, pozo o sondeo. Sin embargo este concepto no resulta útil, dado que no suministra una idea de la capacidad de realizar trabajo de una partícula de agua en un punto. La medida entre la superficie y el punto en que se encuentra el agua en una obra no es comparable con la altura que alcanza el agua sobre una referencia cuando se libera el punto a la presión atmosférica. También se conceptualiza «el freático» como el nivel piezométrico asociado a acuíferos libres, pero con frecuencia se refiere únicamente a la «superficie del agua», es decir, a la parte superior del tramo saturado en el acuífero libre. Este término también se hace insuficiente, sobre todo para trabajos de ingeniería geológica, pues basándose en este concepto exclusivamente no sería posible el cálculo de subpresiones en el terreno. El problema se suele obviar sustituyendo el término «freático» y asociando acto seguido el concepto de «carga hidráulica», asimilable al de nivel piezométrico. En muchas ocasiones, los técnicos utilizan indistintamente «freático» y «piezométrico» dándoles el mismo significado.

Lo más recomendable es usar el término nivel piezométrico con su concepto asociado, y cada vez que se utilice la palabra «freático», deberá el lector deducir el significado que el autor correspondiente pretenda darle.

Movimiento del agua en los acuíferos

En el suelo y el subsuelo existen varias zonas donde el movimiento del agua tiene características propias y leyes particulares. Se pueden distinguir cuatro zonas: suelo, zona no saturada, zona capilar y zona saturada. En las Figuras 5.8 y 5.9 quedan representadas estas zonas y una orientación de los niveles piezométricos relativos en cada una de ellas.

■ MOVIMIENTO DEL AGUA EN EL SUELO

En la parte más superficial de las formaciones acuíferas, y en contacto con la atmósfera, se encuentra una zona húmeda, según estaciones, caracterizada en general por su alta porosidad y abundancia de materia orgánica. Es comúnmente conocida por «suelo» y en ella el movimiento del agua está caracterizado por los fenómenos de almacenamiento, evaporación y transpiración. El suelo puede almacenar una cantidad de agua o reserva de agua almacenada por las plantas que depende de su capacidad de campo (hu-

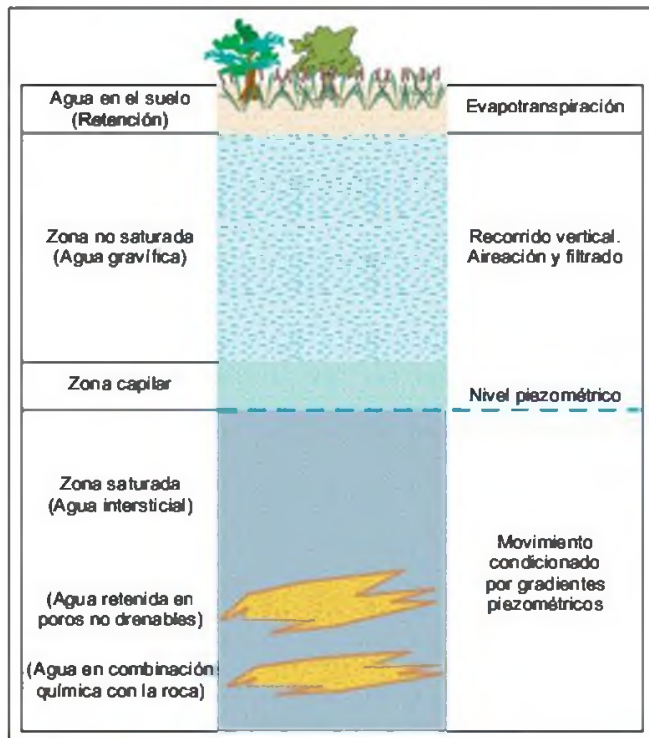


Figura 5.8 Perfiles y movimiento del agua en el suelo y subsuelo.

medad máxima que puede almacenar), punto de marchitez permanente (humedad mínima necesaria para que las plantas puedan vivir), profundidad radicular media y densidad aparente. La precipitación, cuando acontece, va rellenando esta reserva. Si la reserva se llena, es decir, si el suelo se satura, existe un excedente, que o bien discurre por la superficie o bien desciende gravitatoriamente a la zona saturada en el proceso de infiltración. Si no llueve, las plantas en su ciclo vital consumen por evapotranspiración el agua de la reserva, hasta agotarla y marchitarse o hasta que llegan nuevas aportaciones de lluvia, que rellenan de nuevo la reserva. Es una zona donde existe absorción y por tanto, debido a las presiones negativas, el nivel piezométrico es inferior a la altura de posición.

■ **MOVIMIENTO DEL AGUA EN LA ZONA NO SATURADA**

El movimiento del agua en la zona no saturada es gravífico, y por tanto vertical descendente. En realidad, aunque su componente vertical es muy importante, dependiendo de su posición dentro de esta zona y de circunstancias locales, puede ser alterado y tener otras componentes pero, a grandes rasgos, debe ser asumi-

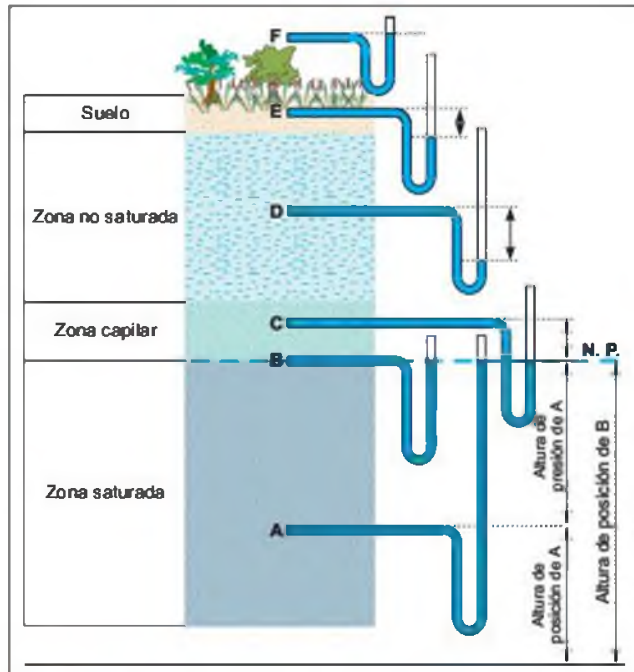


Figura 5.9 Niveles piezométricos en el suelo y subsuelo.

do el movimiento del agua como vertical descendente. También en esta zona existe absorción, y debido a las presiones negativas el nivel piezométrico es inferior a la altura de posición.

■ **MOVIMIENTO DEL AGUA EN LA FRANJA CAPILAR**

Es una zona de transición entre las zonas no saturada y saturada debida a la absorción de la parte de formación acuífera situada inmediatamente encima de la zona saturada. En la parte superior de la franja capilar las bolsas de aire pueden constituir un freno al movimiento descendente, mientras que en la parte inferior el movimiento del agua es muy similar al movimiento del agua en la zona saturada. Debido a la absorción, el nivel piezométrico es inferior a la altura de posición (Figura 5.9).

■ **MOVIMIENTO DEL AGUA EN LA ZONA SATURADA. ISOPIEZAS**

Es la zona inferior donde el agua satura totalmente los poros del acuífero; en esta zona, el nivel piezométrico nunca es inferior a la altura de posición. En la parte más alta, junto a la franja capilar, el nivel piezométrico y la altura de posición son coincidentes y nula la altura de presión. A medida que se desciende en la zona saturada, el nivel piezométrico se man-

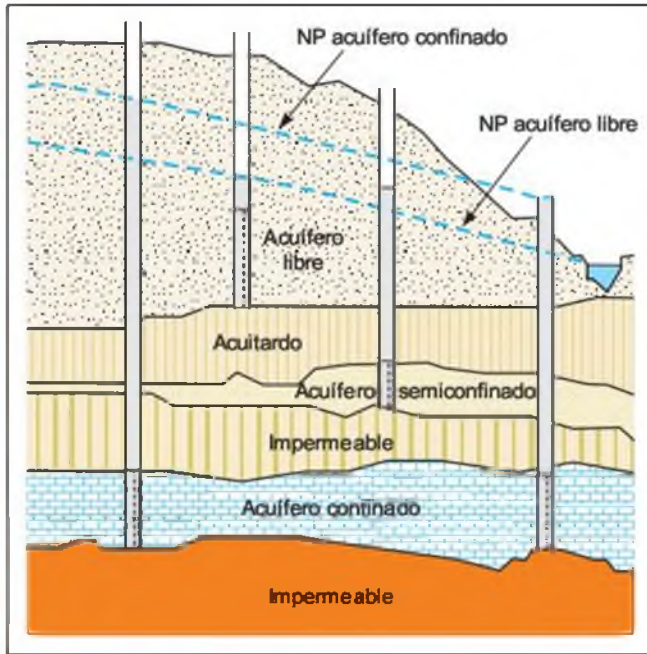


Figura 5.10 Tipos de acuíferos y niveles piezométricos.

tiene, pero las pérdidas de altura de posición se compensan con el incremento de altura de presión. Estas precisiones son válidas asumiendo la no existencia de flujos verticales en la formación.

La **superficie piezométrica** es el lugar geométrico de los puntos de igual nivel piezométrico dentro de la formación. Hay que distinguirla de la **superficie freática**, que es el lugar geométrico de los puntos del acuífero en que la altura de presión es nula y que coincide con la superficie del agua en los acuíferos libres. En la superficie freática pueden existir, y de hecho existen, distintos niveles piezométricos, dependiendo de la altura de posición. En los acuíferos libres, bajo condiciones de no existencia de flujos verticales, superficie piezométrica y freática son términos coincidentes.

El agua en la zona saturada se mueve de puntos de mayor nivel piezométrico a puntos de menor nivel piezométrico, es decir, de zonas de mayor a menor energía. En consecuencia el agua en la zona saturada puede moverse en sentido horizontal y vertical ascendente o descendente, independientemente de la situación en cota de las formaciones, atendiendo únicamente a la energía que tenga en cada punto del espacio.

Las superficies piezométricas de los acuíferos cautivos son más elevadas que el techo de la formación acuífera, excepto algunas veces en las proximidades de captaciones que producen un gran descenso del ni-



Figura 5.11 Isoplezas y líneas de flujo.

vel del agua. En acuíferos libres la superficie piezométrica coincide con la superficie freática o superficie del lugar geométrico de puntos del acuífero que se encuentran a presión atmosférica.

El nivel piezométrico se obtiene, generalmente, por medidas directas sobre puntos del acuífero y se define la superficie piezométrica mediante el trazado de líneas de igual nivel piezométrico. Estas curvas, denominadas **isoplezas**, son perpendiculares a los bordes impermeables del acuífero y paralelas a las líneas de recarga o descarga. Las **líneas de corriente** en cada punto son perpendiculares a las isoplezas. En los mapas de superficies piezométricas se suele representar la dirección del flujo con flechas, que se orientan de mayor a menor piezometría (Figura 5.11).

El estudio de las superficies piezométricas permite obtener datos básicos sobre el movimiento del agua subterránea. La situación de la superficie piezométrica de un acuífero varía con el tiempo en función del almacenamiento, y es importante tener en cuenta que representa la situación existente en un determinado momento. Siempre que se hable de la superficie piezométrica de un acuífero es necesario indicar a qué fecha se refiere.

Cuando en un acuífero libre la superficie piezométrica corta a la superficie del terreno se produce un manantial o la descarga de agua a un río. Cuando el flujo se dirige a una línea, ya sea un río, canal, fractura etc., se interpreta como un **drenaje** a lo largo de dicha línea, sin embargo si las líneas de flujo se alejan de dicha línea significa lo contrario. En el primer caso se dice que el río es efluente, que drena al acuífero, y en el segundo caso se dice que el río es influente, que recarga al acuífero. Las curvas cerradas indican áreas de recarga o de descarga localizadas, pero no siempre estas zonas están representadas por líneas curvas cerradas.

Parámetros hidrogeológicos característicos de las formaciones geológicas

La capacidad de almacenar y transmitir el agua por parte de un acuífero debe ser cuantificada para evaluar las formaciones desde el punto de vista hidrológico. Por ello, se asocian a las formaciones cuatro parámetros básicos en cuanto a su comportamiento respecto al agua que puedan contener y transmitir. Porosidad y coeficiente de almacenamiento, permeabilidad y transmisividad, son los cuatro parámetros, dependientes dos a dos, cuyos conceptos deben fijarse para definir las características de los acuíferos.

Porosidad

La porosidad es la relación entre el volumen de huecos y el volumen total de una roca. Es un parámetro adimensional y depende únicamente de la constitución de la roca o suelo, es decir, de su textura característica, sin que intervenga la forma geométrica ni la potencia de la formación o su mecanismo de funcionamiento hidráulico en la naturaleza.

Según el tipo de formación, los poros pueden ser debidos a espacios intergranulares, en las formaciones detríticas, o a grietas y fisuras, en el caso de rocas fisuradas o cársticas; el concepto de porosidad puede asociarse a unas y otras.

La porosidad de una formación puede estar ligada únicamente a la textura de la misma o depender además de las características del fluido que se mueve en su interior. La primera de ellas es la **porosidad total** n , referida al volumen total de poros, independientemente de que el fluido tenga o no la capacidad de circular entre ellos:

$$n = \frac{\text{volumen de los poros}}{\text{volumen total}}$$

El segundo concepto es la **porosidad eficaz** n_e , también denominada porosidad cinemática, referida al volumen de poros conectados por los que el transporte de fluido es posible, y queda ligada no solo a la textura de la formación, sino también a las características del fluido:

$$n_e = \frac{\text{volumen de poros conectados}}{\text{volumen total}}$$

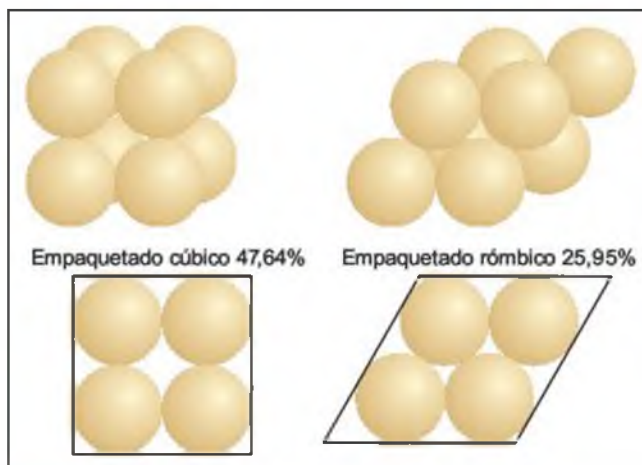


Figura 5.12 Empaquetado máximo y mínimo de un medio granular homogéneo.

La porosidad total de una formación detrítica depende de la forma, distribución granulométrica y modo de empaquetado de sus granos. Sobre este punto conviene hacer algunas observaciones. En estado natural, las formaciones detríticas pueden tener sus granos con mayor o menor grado de compactación, debido a factores como génesis formacional, ambiente sedimentario, carga litostática, etc. El tipo de empaquetado puede variar desde el cúbico, que es el que deja mayores espacios intergranulares, al rómbico, que es el de mayor compactación.

Si se considera el medio constituido por esferas del mismo tamaño, tal y como se representa en la Figura 5.12, el empaquetado cúbico dejaría espacios intergranulares que propiciarían una porosidad total del 47,64 %, y el empaquetado rómbico del 25,95 %. El tamaño de los granos esféricos no influiría en la porosidad dado que porcentualmente el volumen de huecos frente al volumen total sería siempre el mismo.

Si el medio es heterométrico con granos de tamaños variados, los granos más finos ocuparían los huecos entre los más grandes, disminuyendo el valor de la porosidad total; lo mismo ocurriría si la forma de los granos es variable y angulosa.

En la naturaleza, las formaciones detríticas tienden a formar empaquetados altos, suelen tener una distribución granulométrica diversa, según los casos, y la forma de los granos no perfectamente esférica, mos-

trándose en la mayoría de los casos granos de forma diversa con proliferación de bordes angulares.

La porosidad real, de interés en los estudio de ingeniería geológica, es la que tiene la formación en su estado natural. En general, la porosidad medida en muestras decomprimidas de testigos suele dar valores mucho más elevados que las medidas *in situ* para la misma formación.

Coefficiente de almacenamiento

Este coeficiente representa la capacidad para liberar agua de un acuífero. Se define como el volumen de agua que es capaz de liberar un prisma de base unitaria y de altura la del acuífero, cuando desciende 1 m el nivel piezométrico. Es, en consecuencia, un parámetro físico referido al volumen cedido por unidad de volumen de acuífero y, al igual que la porosidad, es adimensional.

La forma en que las formaciones geológicas permeables liberan agua es distinta según su situación en la naturaleza y el estado de sus niveles piezométricos. Así, cabe distinguir formaciones o acuíferos en funcionamiento confinado o acuíferos en funcionamiento libre.

Los acuíferos confinados (Fig. 5.13) se encuentran estructuralmente situados entre capas impermeables, estando el nivel piezométrico por encima de la cota del techo del material permeable. En el techo del acuífero la presión es superior a la atmosférica, y ello implica que si un sondeo comunica la superficie con el acuífero, el nivel del agua suba por dicho sondeo hasta el punto de equilibrio, donde quedará situado el nivel piezométrico, suma de las alturas de posición y presión. Un descenso en el nivel piezométrico del acuífero, sin llegar al techo del mismo, trae como consecuencia una variación del estado de presiones en el medio físico, que se traduce en una liberación elástica de agua.

Al descender el nivel, son dos los cambios que se producen:

- Al bajar la presión a que está sometida el agua, ésta tiende a expandirse.
- Al bajar la presión interna a que está sometido el acuífero por el agua, éste tiende a decomprimirse.

En los acuíferos confinados, en definitiva, el agua se libera por mecanismos elásticos debidos al efecto conjunto de la expansión del agua y a la decompresión vertical de la estructura granular.

El coeficiente de almacenamiento de un acuífero confinado o coeficiente de almacenamiento por liberación elástica, S , podría deducirse a grandes rasgos

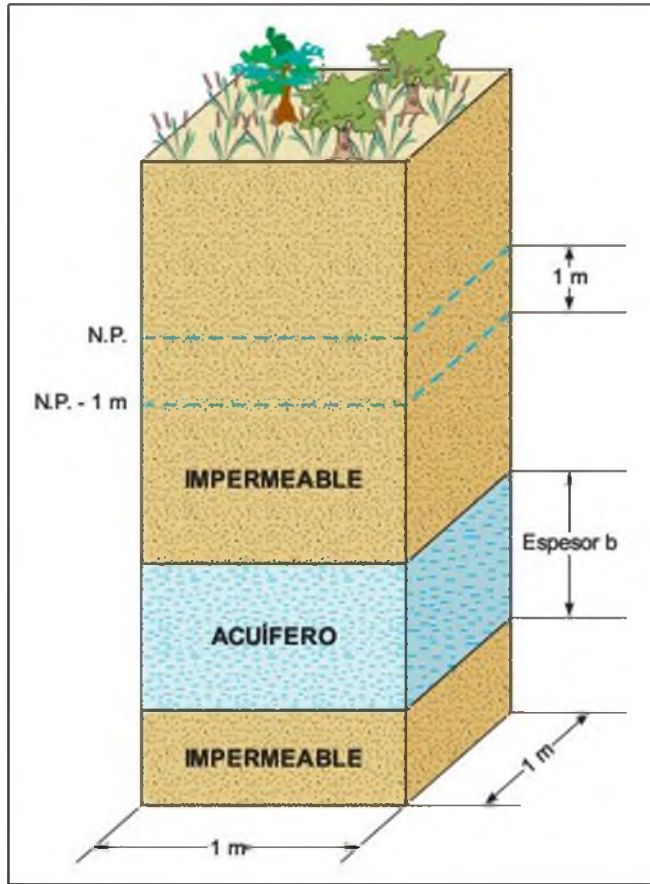


Figura 5.13 Esquema para el cálculo del coeficiente de almacenamiento por liberación elástica.

considerando los volúmenes de agua liberados en estos dos fenómenos. Según la Figura 5.13 (un prisma de base unitaria), al descender 1 m el nivel piezométrico se liberaría una cantidad de agua equivalente al coeficiente de almacenamiento por liberación elástica.

- **Decompresión del agua:**

Si la presión disminuye en Δp , el volumen inicial de agua en el acuífero V_w se incrementará en el valor ΔV_w . Este valor ΔV_w será el agua cedida en la decompresión del agua contenida en el acuífero. La relación entre el esfuerzo que ha producido la decompresión y la variación relativa de volumen que ha causado, vendrá dada por el módulo de elasticidad volumétrico del agua:

$$B = \frac{\Delta p}{\frac{\Delta V_w}{V_w}} \quad \Delta V_w = \frac{1}{B} \Delta p \cdot V_w$$

En esta última expresión puede sustituirse:

$$1/B = \beta \quad (\text{compresibilidad del agua})$$

$\Delta p = \rho g = \gamma_w$ (incremento de presión al descender el nivel piezométrico 1 m)

$$V_w = n_e V_A$$

Dado que el volumen de agua existente en el acuífero, V_w en el prisma considerado, es igual al volumen del material acuífero de dicho prisma V_A por la porosidad eficaz n_e del acuífero, puede establecerse:

$$\Delta V_w = \beta \gamma_w n_e V_A$$

Según la Figura 5.13, V_A será el producto de la base unitaria por el espesor de acuífero b , luego:

$$\Delta V_w = \beta \gamma_w n_e b$$

- **Decompresión del acuífero:**

Si la presión disminuye en Δp , el volumen inicial del acuífero, V_A , disminuirá en un valor ΔV_A . Este valor ΔV_A es equivalente al agua que se cederá en la decompresión del acuífero. La relación entre el esfuerzo que ha producido la decompresión y la variación relativa de volumen que ha causado, vendrá dado por el módulo de elasticidad de la formación permeable:

$$E = \frac{\Delta p}{\frac{\Delta V_A}{V_A}} \quad \Delta V_A = \frac{1}{E} \Delta p \cdot V_A$$

En esta última expresión, puede sustituirse:

$1/E = \alpha$ (compresibilidad vertical de la formación)

$\Delta p = \rho g = \gamma_w$ (incremento de presión al descender el nivel piezométrico 1 m)

$V_A = b$ siendo b el espesor del acuífero:

$$\Delta V_A = \alpha \gamma_w b$$

La liberación total de agua o coeficiente de almacenamiento por liberación elástica, S , será la suma de los dos volúmenes calculados:

$$S = \Delta V_w + \Delta V_A = \beta \gamma_w n_e b + \alpha \gamma_w b$$

$$S = \gamma_w b (\alpha + n_e \beta)$$

S es conceptualmente adimensional, tal y como se ha indicado:

$$[\gamma] = \left[\frac{\text{Fuerza}}{\text{Volumen}} \right] = \frac{M \cdot L \cdot T^{-2}}{L^3} = \frac{M \cdot T^{-2}}{L^2}$$

$$[b] = L$$

$$[\alpha] = \left[\frac{\text{Superficie}}{\text{Fuerza}} \right] = \frac{L^2}{M \cdot L \cdot T^{-2}} = \frac{L}{M \cdot T^{-2}}$$

$$[\beta] = \left[\frac{\text{Superficie}}{\text{Fuerza}} \right] = \frac{L^2}{M \cdot L \cdot T^{-2}} = \frac{L}{M \cdot T^{-2}}$$

$$[S] = \frac{M \cdot T^{-2}}{L^2} L \left(\frac{L}{M \cdot T^{-2}} + \frac{L}{M \cdot T^{-2}} \right) = \frac{M \cdot T^{-2}}{L} \cdot \frac{L}{M \cdot T^{-2}} \rightarrow \text{adimensional}$$

En los acuíferos libres, al descender el nivel se producen los mismos fenómenos de liberación elástica, pero al agua liberada por este concepto hay que añadir el agua vaciada existente en los poros, es decir, el agua desaturada al vaciar una altura de 1 m en un prisma de acuífero de base unitaria. Este último valor es coincidente con la porosidad eficaz. Por tanto, llamando S' al coeficiente de almacenamiento de un acuífero funcionando como libre, se tiene:

$$S' = S + n_e$$

siendo, lógicamente, adimensional.

El coeficiente de almacenamiento por liberación elástica S es muy pequeño en relación con el coeficiente de almacenamiento por desaturación o porosidad eficaz, por ello se suele asumir, sin cometer errores significativos, que:

$$S' = n_e$$

En definitiva, el coeficiente de almacenamiento en los acuíferos libres es coincidente con la porosidad eficaz n_e o coeficiente de almacenamiento por desaturación.

Permeabilidad

La permeabilidad es el parámetro que permite evaluar la capacidad de transmitir agua de una formación en función de la textura de la misma, sin relacionarla con su estructura o forma geométrica. Dentro de este concepto pueden definirse otros dos:

- La permeabilidad ligada tanto a las características texturales del medio físico como del fluido que transmite, denominada **permeabilidad efectiva** o **conductividad hidráulica**, representada por el coeficiente de permeabilidad, k .
- La denominada **permeabilidad intrínseca**, K , que es sólo dependiente de las características internas del medio permeable.

La permeabilidad efectiva k se define como el caudal que es capaz de atravesar una sección unitaria del acuífero, normal al flujo, bajo un gradiente piezométrico

trico unitario. Depende, en consecuencia, tanto de las características del medio físico (acuífero), como de las del fluido que lo atraviesa (agua).

Por razones de su definición (caudal por unidad de superficie), las dimensiones de la permeabilidad efectiva pueden establecerse:

$$[k] = \frac{L^3 T^{-1}}{L^2} = L T^{-1}$$

Se usan cm/s y m/día como unidades más habituales (m/día suele utilizarse en hidrogeología con carácter prácticamente general), y cm/s en ingeniería.

La permeabilidad intrínseca y la permeabilidad efectiva se relacionan únicamente por los parámetros capaces de definir las características del fluido.

$$k = K \frac{\gamma_w}{\mu} \quad \text{o bien} \quad k = K \frac{g}{\eta}$$

donde:

k = permeabilidad efectiva [$L T^{-1}$]

K = permeabilidad intrínseca

γ_w = peso específico del agua [$M L^{-2} T^{-2}$]

μ = viscosidad dinámica del fluido [$M L^{-1} T^{-1}$]

η = viscosidad cinemática [$L^2 T^{-1}$]

g = aceleración de la gravedad [$L T^{-2}$]

y en consecuencia:

$$[K] = \left[k \frac{\mu}{\gamma} \right] = \frac{L T^{-1} \cdot M L^{-1} T^{-1}}{M L^{-2} T^{-2}} = L^2$$

No ha sido posible encontrar una relación capaz de definir, con carácter generalista, la permeabilidad intrínseca en función del medio, a pesar de los esfuerzos de diversos investigadores. En cualquier caso, no influye solamente el tamaño de las partículas que conforma el medio, sino también su forma y superficie, no admitiendo generalización estas dos últimas características.

Diversos autores de esta temática han establecido las siguientes relaciones:

$$K = c \cdot d_e^2 \quad \text{Hazen}$$

$$K = c \cdot m^n \cdot d_e^2 \quad \text{Slichter}$$

$$K = \lambda \left(\frac{m - 0,13}{(1 - m)^{1/3}} \right)^2 d_e^2 \quad \text{Terzaghi}$$

La variable d_e es el denominado diámetro eficaz, que, para el caso más general es el d_{10} de la curva granulométrica de la muestra; es decir, el tamaño de abertura de tamiz que permite el paso del 10 % en peso de la muestra de material granular. Los coeficientes c , m , n y λ dependen de las características geométricas y de fricción de los granos, pudiendo por ello admitirse que para cualquier caso:

$$K = cte \cdot d_e^2 \quad \text{y por tanto:} \quad K = cte \cdot d_{10}^2$$

para un mismo fluido a una misma temperatura.

La permeabilidad, al contrario que ocurría con la porosidad, sí depende del tamaño del grano; tal y como se ha visto, el valor d_{10} condiciona el valor de la permeabilidad.

Para más detalles sobre estos aspectos se remite a Custodio y Llamas (1996).

Transmisividad

La transmisividad T es el parámetro definido para evaluar la capacidad de transmitir agua de los acuíferos, teniendo en cuenta no sólo la textura del acuífero y las características del fluido, sino también las características estructurales o geométricas. Se define como el producto de la conductividad hidráulica k y el espesor del acuífero b :

$$T = kb$$

Acuíferos muy permeables pero de bajo espesor pueden, a pesar de sus excelentes características texturales, no ser aptos para una eficaz transmisión del agua debido a su bajo espesor y, consecuentemente, baja transmisividad.

5.3

Flujo. Ley de Darcy y ecuaciones fundamentales del flujo en medios porosos

Ley de Darcy

Fue enunciada por su autor en 1856, después de diversos trabajos y experimentaciones. Establece que el

caudal Q que es capaz de atravesar un medio permeable, es proporcional al área de paso del medio permeable A , normal al flujo, y al gradiente de niveles

piezométricos entre la entrada y la salida del flujo en el medio permeable, i .

La constante de proporcionalidad es la permeabilidad del medio, en la que quedan incluidas las características del fluido, es decir, es la permeabilidad efectiva, conductividad de Darcy o conductividad hidráulica. En consecuencia y con carácter global:

$$Q = -kAi$$

siendo:

Q = caudal de paso [L^3T^{-1}]

k = permeabilidad de Darcy [LT^{-1}]

A = área de paso [L^2]

i = gradiente piezométrico.

Como es sabido, el gradiente de un escalar es un vector, definido por su módulo, dirección y sentido. El módulo es la derivada direccional de la función escalar; la dirección es la normal a las curvas de nivel de la función escalar; el sentido es el del aumento en el valor de la función.

Al moverse el flujo de zonas de mayor a menor nivel piezométrico, que es en este caso la función escalar, el flujo y el gradiente tienen direcciones distintas, lo que justifica el signo negativo en el segundo término de la ecuación de Darcy.

Llamando h al nivel piezométrico y x al espacio en el sentido del flujo, la ecuación puede expresarse en forma diferencial, considerando la variación de niveles piezométricos a lo largo del recorrido del flujo por el medio poroso:

$$Q = -kA \frac{dh}{dx}$$

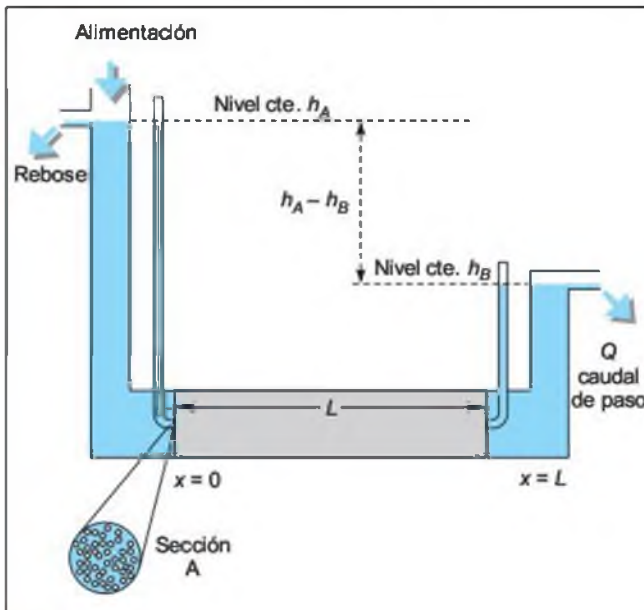


Figura 5.14 Ley de Darcy.

En el caso de la Figura 5.14, el experimento mantiene constantes los niveles h_A y h_B , y al ser constantes k y A para todo el medio permeable se establece la forma más sencilla de Darcy:

$$Q = kA \frac{h_A - h_B}{L}$$

La ley de Darcy es únicamente válida para el caso en que el régimen sea laminar. Para evaluar si el régimen es realmente laminar hay que acudir al denominado número de Reynolds, que representa la relación entre las fuerzas de inercia y viscosas en el seno de un fluido:

$$R_e = \frac{\rho v d}{\mu}$$

donde:

v = velocidad del fluido

d = tamaño medio de las partículas; se considera el d_{50} en medios granulares y $2e$ en medios fisurados, siendo e el ancho medio de las fisuras

ρ = densidad del fluido

μ = viscosidad dinámica.

El número de Reynolds es adimensional.

$$[R_e] = \frac{(ML^{-3})(L)}{(MLT^{-2})(T)(L^{-2})} \rightarrow \text{adimensional}$$

De cualquier modo, para su cálculo habrá que utilizar unidades homogéneas; por ejemplo, v en cm/s, d en cm, ρ en g/cm³ y μ en dina · seg/cm².

Un valor del número de Reynolds comprendido entre 1 y 10 denota un régimen laminar en el que puede considerarse aplicable la ley de Darcy, aunque es particularmente fiable para valores inferiores a 4 (Figura 5.15). El régimen se manifiesta totalmente turbulento para valores de 60 a 180, y en los valores intermedios puede asumirse como cuasi-turbulento. En cualquier caso, con esta última gama de parámetros, el flujo no cumpliría la ley de Darcy.

En la relación:

$$Q = -kA \frac{dh}{dx}$$

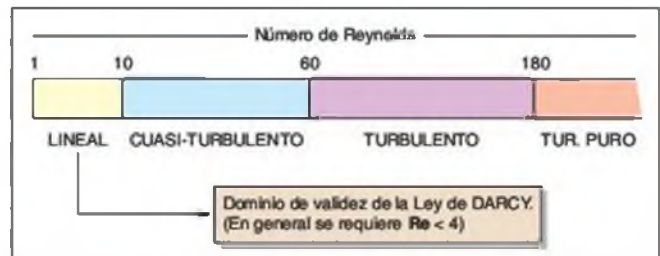


Figura 5.15 Régimen del flujo.

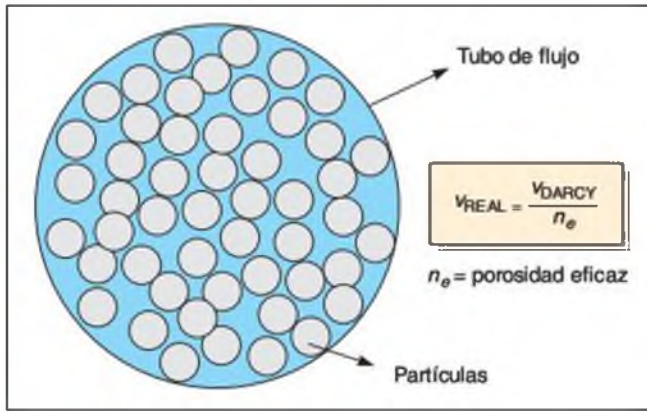


Figura 5.16 Velocidad de Darcy y velocidad real.

la permeabilidad k es dependiente tanto de las características del medio como de las del fluido, es decir, se refiere a la permeabilidad efectiva o conductividad hidráulica, que también suele ser denominada como permeabilidad de Darcy.

Velocidad de Darcy y velocidad real

La velocidad v con la que el flujo atraviesa el medio permeable, puede ser fácilmente deducida combinando las leyes de Darcy y del gasto. Así se tendría:

$$Q = vA \quad ; \quad v = \frac{Q}{A}$$

siendo Q el caudal de paso y A la sección.

Dado que:

$$Q = -k \cdot A \cdot \frac{dh}{dx} \Rightarrow v = -k \cdot \frac{dh}{dx}$$

Esta velocidad es la denominada velocidad de Darcy o velocidad del flujo, y se refiere a la velocidad del fluido si el paso del mismo se realizara a través de una sección abierta franca de valor A .

El fluido al atravesar la sección A se encuentra con que dicha sección está, en una buena parte, ocupada por los granos del acuífero y que a efectos reales dispone de una sección que se relaciona con A por la porosidad eficaz n_e , igual a An_e (Figura 5.16). En este caso, el caudal de paso sigue siendo el mismo, pero la velocidad real v_R del fluido entre los granos vendrá dada por:

$$Q = v_R An_e \Rightarrow v_R = \frac{Q}{An_e} \Rightarrow v_R = \frac{v}{n_e}$$

Es decir, la velocidad real del fluido es el cociente entre la velocidad de Darcy y la porosidad eficaz.

La ley de Darcy, a pesar de su sencillez, tiene un campo de aplicación muy amplio. No sólo es la base,

junto con la ley de continuidad, para la deducción de las diversas ecuaciones del flujo en medios permeables en régimen permanente y transitorio, sino que por sí sola es capaz de cubrir un importante campo de aplicaciones en hidrodinámica en medios permeables.

Generalización de la ley de Darcy

La ley de Darcy, expresada en una dimensión, viene dada por:

$$v = -k \left[\frac{dh}{dl} \right]$$

Generalizando en tres dimensiones, el vector v tendrá tres componentes:

$$v_x = -k \frac{\partial h}{\partial x} \quad ; \quad v_y = -k \frac{\partial h}{\partial y} \quad ; \quad v_z = -k \frac{\partial h}{\partial z}$$

y puede sintetizarse con la expresión de Darcy generalizada para medio homogéneo e isótropo:

$$\vec{v} = -k \overline{\text{grad}} h$$

siendo:

$$\vec{v} = (v_x, v_y, v_z)$$

$$\overline{\text{grad}} h = \left(\frac{\partial h}{\partial x}, \frac{\partial h}{\partial y}, \frac{\partial h}{\partial z} \right)$$

$$(k = \text{escalar})$$

En presencia de medio anisótropo la permeabilidad es un tensor de segundo orden, dado que existirá un valor de la permeabilidad para cada punto del espacio y para cada una de las direcciones del espacio en dicho punto. El tensor de permeabilidades tendrá, en consecuencia, tres componentes vectoriales y nueve componentes escalares

$$[\bar{k}] = \begin{bmatrix} k_{xx} & k_{xy} & k_{xz} \\ k_{yx} & k_{yy} & k_{yz} \\ k_{zx} & k_{zy} & k_{zz} \end{bmatrix}$$

$$\vec{v} = -\bar{k} \overline{\text{grad}} h$$

y las componentes del vector velocidad vendrán dadas por:

$$v_x = -k_{xx} \frac{\partial h}{\partial x} - k_{xy} \frac{\partial h}{\partial y} - k_{xz} \frac{\partial h}{\partial z}$$

$$v_y = -k_{yx} \frac{\partial h}{\partial x} - k_{yy} \frac{\partial h}{\partial y} - k_{yz} \frac{\partial h}{\partial z}$$

$$v_z = -k_{zx} \frac{\partial h}{\partial x} - k_{zy} \frac{\partial h}{\partial y} - k_{zz} \frac{\partial h}{\partial z}$$

Haciendo coincidir ejes con direcciones principales del medio anisótropo, las componentes escalares del tensor de permeabilidad serían:

$$[\bar{k}] = \begin{bmatrix} k_{xx} & 0 & 0 \\ 0 & k_{yy} & 0 \\ 0 & 0 & k_{zz} \end{bmatrix}$$

siendo:

$$v_x = -k_{xx} \frac{\partial h}{\partial x} ; v_y = -k_{yy} \frac{\partial h}{\partial y} ; v_z = -k_{zz} \frac{\partial h}{\partial z}$$

las componentes del vector velocidad que se utilizarán en la deducción de las ecuaciones del flujo, como a continuación se indica.

Ecuación de la continuidad para flujo estacionario

El concepto de flujo estacionario implica que el agua que entra en un recinto acotado sea igual a la que va a salir del mismo sin que varíe el agua almacenada en dicho recinto y que, por tanto, no existan variaciones del nivel piezométrico. Es decir, el nivel es independiente del tiempo y el agua entrante es igual al agua saliente.

En la Figura 5.17 se representa un VER (volumen elemental representativo), referido a un cubo de material poroso ideal. El cubo es representativo de las propiedades del medio. Por cada una de las caras entran unos caudales que deben salir por otras en la misma cantidad. La suma de caudales entrantes debe ser igual a la suma de caudales salientes.

El cubo elemental tiene unas dimensiones Δx , Δy , Δz y un volumen $\Delta V = \Delta x \cdot \Delta y \cdot \Delta z$. En cada cara entrará un caudal Q que dará lugar a un caudal unitario

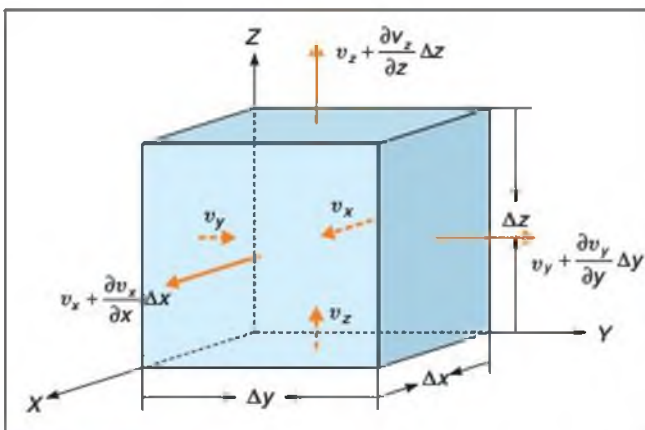


Figura 5.17 Balance de agua en un cubo poroso elemental (VER).

(caudal por unidad de área) como cociente entre el caudal Q y la superficie de la cara. Se considera que si por una cara entra un flujo unitario v por la opuesta saldrá $v + \Delta v$.

Según el desarrollo de Taylor, la función incrementada es igual a la función sin incrementar más la derivada de la función por el incremento y una serie de términos, que son infinitésimos de orden superior, despreciables según las circunstancias. Es decir:

$$f(x + \Delta x) = f(x) + \frac{\partial f}{\partial x} \Delta x + \frac{\partial^2 f}{\partial x^2} \frac{\Delta x^2}{2!} + \frac{\partial^3 f}{\partial x^3} \frac{\Delta x^3}{3!} + \dots$$

que se aproxima según:

$$f(x + \Delta x) = f(x) + \frac{\partial f}{\partial x} \Delta x$$

El balance de agua en el cubo elemental se lleva a cabo aplicando el desarrollo en serie de Taylor, despreciando infinitésimos de orden superior al primero y sumando las componentes del caudal unitario (flujo) en cada dirección. Se tiene en consecuencia el siguiente balance entre caras del VER:

$$\text{cara } yz: \left(v_x + \frac{\partial v_x}{\partial x} \Delta x - v_x \right) \Delta y \Delta z \Rightarrow \frac{\partial v_x}{\partial x} \Delta x \Delta y \Delta z$$

$$\text{cara } xz: \left(v_y + \frac{\partial v_y}{\partial y} \Delta y - v_y \right) \Delta x \Delta z \Rightarrow \frac{\partial v_y}{\partial y} \Delta y \Delta x \Delta z$$

$$\text{cara } xy: \left(v_z + \frac{\partial v_z}{\partial z} \Delta z - v_z \right) \Delta x \Delta y \Rightarrow \frac{\partial v_z}{\partial z} \Delta z \Delta x \Delta y$$

Para respetar las condiciones de masa entrante igual a masa saliente, estas tres cantidades tienen que ser nulas. Por tanto:

$$\frac{\partial v_x}{\partial x} \Delta x \Delta y \Delta z + \frac{\partial v_y}{\partial y} \Delta y \Delta x \Delta z + \frac{\partial v_z}{\partial z} \Delta z \Delta x \Delta y = 0$$

$$\frac{\partial v_x}{\partial x} + \frac{\partial v_y}{\partial y} + \frac{\partial v_z}{\partial z} = 0$$

que es la ecuación de la continuidad en flujo estacionario.

Ecuación de Laplace

La ecuación de Laplace es la primera de las ecuaciones diferenciales en derivadas parciales que gobiernan el flujo en medios porosos (permeables en general, cuando el medio pueda ser asumido como poroso). Se refiere al flujo en condiciones de régimen permanente y en ausencia de fuentes y sumideros.

Esta ecuación, como todas las ecuaciones del flujo en medios porosos, se obtiene aplicando conjuntamente la ecuación de la continuidad y la ley de Darcy. De hecho, es lógico que así sea. El flujo se estudia aceptando, de una parte, que la masa entrante debe ser igual a la saliente, y que ambas, dentro del medio poroso, están condicionadas por los planteamientos de Darcy. Así, se tiene:

$$\frac{\partial v_x}{\partial x} + \frac{\partial v_y}{\partial y} + \frac{\partial v_z}{\partial z} = 0 \quad (\text{continuidad})$$

$$v_x = -k_{xx} \frac{\partial h}{\partial x} ; \quad v_y = -k_{yy} \frac{\partial h}{\partial y} ; \quad v_z = -k_{zz} \frac{\partial h}{\partial z}$$

sustituyendo:

$$\frac{\partial}{\partial x} \left(-k_{xx} \frac{\partial h}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(-k_{yy} \frac{\partial h}{\partial y} \right) + \frac{\partial}{\partial z} \left(-k_{zz} \frac{\partial h}{\partial z} \right) = 0$$

Si se considera el medio homogéneo (la permeabilidad es la misma en cualquier punto del espacio) e isótropo (la permeabilidad es la misma en cualquier dirección del espacio), se tiene que:

$$k_{xx} = k_{yy} = k_{zz} = k$$

y:

$$\frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial z^2} = 0$$

que es la ecuación de Laplace (régimen permanente, medio homogéneo e isótropo y ausencia de fuentes y sumideros).

Hay dos tipos característicos de condiciones de contorno:

- condiciones Dirichlet: nivel piezométrico conocido en frontera.
- condiciones Neuman: flujo conocido en frontera.

La resolución de la ecuación solo es posible por métodos analíticos en sistemas físicos sencillos, como es el caso de flujo hacia pozos y algunos problemas de flujo entre zanjas. Para casos reales más complejos debe acudir a métodos aproximados de resolución numérica, o también, en algunos otros casos, a métodos gráficos de resolución, como redes de flujo.

Ecuación de Poisson

Laplace no integra en sus planteamientos la existencia de fuentes y sumideros. Sin embargo, y aún en problemas de régimen permanente, es preciso incluir

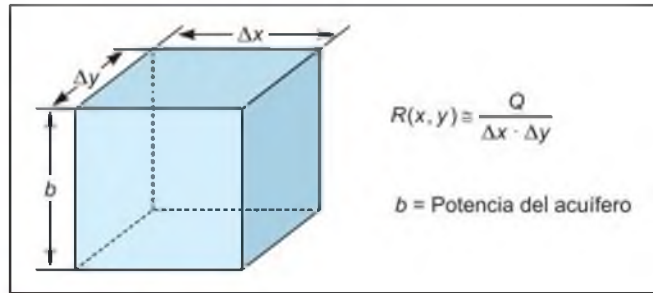


Figura 5.18 Esquema para la deducción de la ecuación de Poisson.

bombes y recargas (fuentes y sumideros) asociados a problemas reales.

La ecuación de Poisson de flujo en medios porosos en régimen permanente, y con posibilidad de integrar bombes y recargas, puede desarrollarse con la ayuda del esquema de la Figura 5.18.

Se considera una recarga $R(x, y)$ por unidad de área y unidad de tiempo. Aplicando condiciones de flujo estacionario:

$$\frac{\partial v_x}{\partial x} \Delta x (b \Delta y) = \frac{\partial v_y}{\partial y} \Delta y (b \Delta x) = R(x, y) \Delta x \Delta y$$

Aplicando Darcy con hipótesis de homogeneidad e isotropía:

$$k_{xx} = k_{yy} = k_{zz} = k$$

y siendo:

$$T = kb$$

se obtiene la ecuación de Poisson:

$$\frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial y^2} = - \frac{R(x, y)}{T}$$

en régimen permanente, presencia de fuentes y sumideros y permeabilidad homogénea e isótropa.

En esta ecuación se tiene:

- si $R(x, y) = 0$, es coincidente con la ecuación de Laplace
- si $R(x, y)$ es positiva = recarga
- si $R(x, y)$ es negativa = bombeo.

Todo lo dicho para la resolución de la ecuación de Laplace es válido para la de Poisson. Sin embargo, esta última es más realista y completa y se ajusta mejor a la mayoría de los problemas reales que suelen presentarse. Establece de modo simplista que la suma de entradas y salidas de agua en un recinto acotado debe ser igual al bombeo o recarga que incide sobre tal recinto, siempre en condiciones de régimen perma-

nente (no variación de los niveles piezométricos en el recinto) y de medio homogéneo e isótropo en cuanto a la permeabilidad.

Ecuación del flujo en régimen transitorio

En el régimen permanente se obtienen soluciones de equilibrio para un fenómeno concreto. No se trata de cómo ni cuándo se alcanza ese equilibrio, únicamente se calcula la solución de equilibrio.

Si un sistema está en equilibrio, para cambiar esta situación se requieren ciertas acciones sobre el sistema, tales como bombeos o recargas. El sistema evoluciona hasta alcanzar de nuevo la situación de equilibrio correspondiente; mientras esta nueva situación es alcanzada, se suceden un conjunto de situaciones a lo largo del tiempo, que es lo que se denomina régimen transitorio. Los niveles van variando y en consecuencia se va almacenando o desalmacenando agua en el recinto. En este caso, la ecuación de la continuidad, en régimen transitorio, se aplica al recinto según:

$$\text{Volumen saliente} = \text{Volumen entrante} - \text{Volumen desalmacenado (en un intervalo de tiempo } \Delta t)$$

En el intervalo Δt , el nivel varía Δh , como indica la Figura 5.19. El volumen de roca vaciado vendrá dado por $\Delta h \cdot \Delta x \cdot \Delta y$, y el volumen de agua contenido en este volumen de roca vendrá dado por $S \cdot \Delta h \cdot \Delta x \cdot \Delta y$.

El volumen desalmacenado en el tiempo Δt será $S \cdot \Delta h \cdot \Delta x \cdot \Delta y / \Delta t$. Introduciendo este término en la ecuación de la continuidad en presencia de fuentes y sumideros, es decir, incluyendo el término del volumen desalmacenado en la unidad de tiempo en el término de recargas, se tiene:

$$\begin{aligned} \frac{\partial v_x}{\partial x} \Delta x (b \Delta y) + \frac{\partial v_y}{\partial y} \Delta y (b \Delta x) &= \\ &= R(x, y, t) \Delta x \Delta y - S \frac{\partial h}{\partial t} (\Delta x \Delta y) \end{aligned}$$

aplicando Darcy generalizado como en anteriores ecuaciones:

$$\begin{aligned} v_x &= -k_{xx} \frac{\partial h}{\partial x} \\ v_y &= -k_{yy} \frac{\partial h}{\partial y} \\ v_z &= -k_{zz} \frac{\partial h}{\partial z} \end{aligned}$$

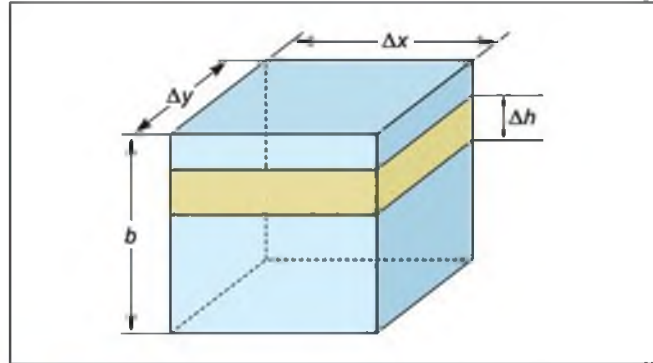


Figura 5.19 Esquema para la deducción de la ecuación general del flujo transitorio.

y asumiendo una vez más condiciones de homogeneidad e isotropía ($k_{xx} = k_{yy} = k_{zz} = k$), discretización cuadrada ($\Delta x = \Delta y$) y $T = kb$, se obtiene:

$$\frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial y^2} = \frac{S}{T} \frac{\partial h}{\partial t} - \frac{R(x, y, t)}{T}$$

ecuación general del flujo en régimen transitorio, presencia de fuentes y sumideros y permeabilidad homogénea e isótropa.

Los términos de esta ecuación tienen el siguiente significado:

$\frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial y^2}$: suma de caudales entrantes por las caras laterales

$\frac{S}{T} \frac{\partial h}{\partial t}$: volúmenes desalmacenados en la unidad de tiempo

$\frac{R(x, y, t)}{T}$: bombeos o recargas en la unidad de tiempo.

En definitiva, esta ecuación indica que el balance de caudales entrantes y salientes en un recinto por razones de gradientes piezométricos, más las recargas externas al sistema, como bombeos y recargas, debe ser igual a los caudales de llenado o vaciado del recinto.

Como se puede observar:

si $\frac{S}{T} \frac{\partial h}{\partial t} = 0$, se obtiene la ecuación de Poisson de régimen permanente con fuentes y sumideros

si $\frac{S}{T} \frac{\partial h}{\partial t} = 0$ y $\frac{R(x, y, t)}{T} = 0$, se obtiene la ecuación de Laplace.

La ecuación general del flujo y su resolución para cada caso concreto con sus adecuadas condiciones de contorno es de uso general en los problemas de hidrogeología e ingeniería geológica.

5.4

Métodos de evaluación de parámetros hidrogeológicos

La evaluación de parámetros hidrogeológicos como la permeabilidad, transmisividad, porosidad, coeficiente de almacenamiento, etc., es una de las tareas básicas en un estudio hidrogeológico. Estos parámetros son la base del cálculo de drenajes, filtraciones, caudales de bombeo, tiempo de tránsito de sustancias transportadas por el agua subterránea, etc. Debe perseguirse el rigor y la máxima fiabilidad posible en la determinación de estos parámetros, que son, en definitiva, los que definen las características de los acuíferos y su capacidad para almacenar y transmitir el agua subterránea.

Básicamente existen tres tipos de métodos: ensayos de bombeo, ensayos de inyección y trazadores. También se pueden utilizar métodos de laboratorio sobre muestras extraídas del acuífero, aunque suelen considerarse más fiables los primeros y, sobre todo, gozan de una mayor y significativa validez espacial.

Ensayos de bombeo

Los ensayos de bombeo son, sin lugar a dudas, el método más completo y fiable para el cálculo de los parámetros hidrogeológicos de un acuífero. Consisten en bombear un pozo, en principio a caudal constante, y analizar el descenso de los niveles piezométricos, tanto en el pozo de bombeo como en pozos o piezómetros circundantes.

Existen dos tipos básicos de métodos: ensayos de bombeo en régimen permanente y ensayos de bombeo en régimen transitorio o variable. En los primeros los niveles piezométricos no varían, y se interpretan los descensos producidos en el entorno del pozo como consecuencia de un bombeo constante en el mismo; en régimen variable lo que se analiza es la evolución de los niveles en el pozo de bombeo y pozos de observación a lo largo de la prueba.

■ ENSAYOS DE BOMBEO EN RÉGIMEN PERMANENTE. DEDUCCIÓN DE LAS ECUACIONES

La ecuación general del flujo bidimensional bajo condiciones de acuífero confinado y régimen permanente viene dada por:

$$\frac{\partial h}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial y^2} = 0$$

siendo h el nivel piezométrico.

Ello implica que el acuífero pueda ser considerado homogéneo, isótropo e infinito, junto a la no existencia de recargas verticales.

Para el caso de flujo radial hacia un punto donde se sitúa el pozo de bombeo, puede transformarse la ecuación a coordenadas polares, tomando como eje de coordenadas el eje del pozo, que será un punto al proyectarlo sobre el plano xy . La transformación se realiza según:

$$x = r \cos \alpha$$

$$y = r \sin \alpha$$

Anulando los términos en α , se tiene la ecuación:

$$\frac{\partial^2 h}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \frac{\partial h}{\partial r} = 0$$

que al depender solo de r puede escribirse de la forma:

$$\frac{1}{r} \frac{d}{dr} \left(r \frac{dh}{dr} \right) = 0$$

por lo tanto:

$$\left(r \frac{dh}{dr} \right) = cte$$

Para calcular la constante, solo hay que suponer que el caudal que sale por el pozo debe ser igual al que atraviesa una superficie cilíndrica de altura constante b y radio genérico r .

En este caso, según Darcy:

$$Q = 2\pi r b k \frac{dh}{dr}$$

luego:

$$cte = r \frac{dh}{dr} = \frac{Q}{2\pi b k} = \frac{Q}{2\pi T}$$

y por tanto:

$$dh = \frac{Q}{2\pi T} \frac{dr}{r}$$

Si se realiza la integración entre el radio genérico r y el radio de influencia R , distancia a la cual el descenso es nulo, se tiene que el nivel variará entre el valor h a distancia genérica y el valor h_0 representativo de niveles en reposo a escala regional:

$$\int_h^{h_0} dh = \frac{Q}{2\pi T} \int_r^R \frac{dr}{r}$$

obteniéndose la **solución de Thiem** (1906):

$$h_0 - h = \frac{Q}{2\pi T} \ln \frac{R}{r}$$

donde:

- h_0 = nivel piezométrico inicial
- h = nivel piezométrico a la distancia r
- Q = caudal de bombeo
- T = transmisividad
- R = radio de influencia
- r = distancia al eje del pozo.

Si el acuífero se comportara como libre, habría una variación fundamental respecto al caso anterior; el espesor constante b representado por la altura del cilindro será variable e igual al nivel h , ya que al ser libre el acuífero, el nivel saturado se corresponde con el nivel piezométrico referido al fondo de la formación permeable. Por tanto:

$$Q = 2\pi r h k \frac{dh}{dr}$$

luego:

$$h dh = \frac{Q}{2\pi k} \frac{dr}{r}$$

Análogamente al caso anterior, pero siendo h_0 , conceptualmente, el espesor saturado inicial, se tiene:

$$\int_h^{h_0} h dh = \frac{Q}{2\pi k} \int_r^R \frac{dr}{r}$$

y finalmente:

$$h_0^2 - h^2 = \frac{Q}{\pi k} \ln \frac{R}{r}$$

que es la **solución de Dupuit** (1863).

Todas estas fórmulas parten de la aceptación de que la transmisividad es constante en cualquier punto del espacio; es decir, asumen un medio homogéneo e isótropo.

A la relación de **Thiem** también puede llegarse por métodos más simples, sin acudir a la ecuación general. A continuación se incluye este último desarrollo matemático por ser bastante representativo e intuitivo.

Según la Figura 5.20, si se considera un acuífero cautivo o confinado en el que un pozo perforado en el mismo bombea un caudal constante Q , y existen dos pozos de observación (n.º 1 y n.º 2) estando el nivel estabilizado en todo el cono de bombeo, se puede establecer que el caudal que sale por el pozo es igual al que atraviesa una superficie cilíndrica ideal de radio genérico r y altura el espesor del acuífero b .

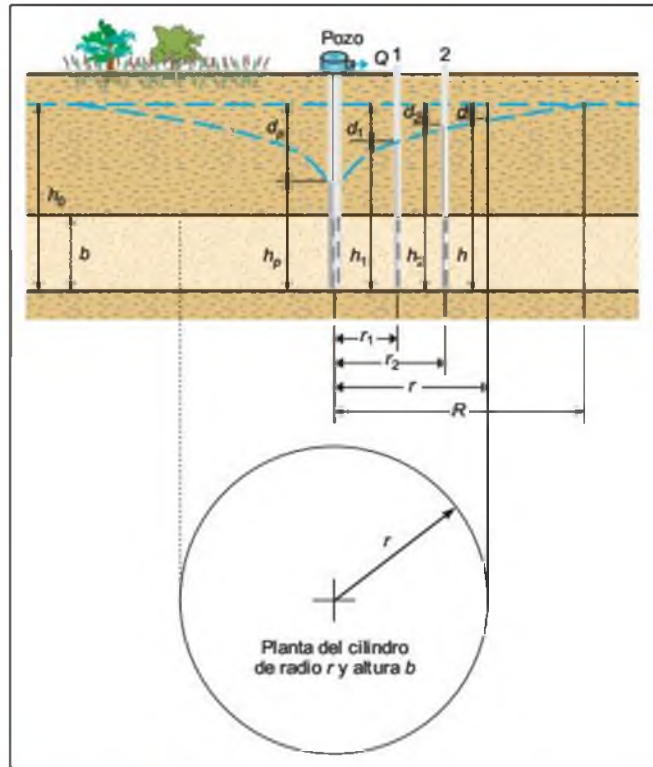


Figura 5.20 Esquema para la deducción de la fórmula de Thiem.

Las depresiones en el pozo de bombeo, y en los piezómetros n.º 1 y n.º 2, serán d_p , d_1 y d_2 , y los niveles h_p , h_1 y h_2 , respectivamente. Los piezómetros se encuentran a las distancias r_1 y r_2 del pozo de bombeo. A la distancia genérica r , la depresión d y el nivel h .

Según la ley de Darcy, puede establecerse que el caudal que atraviesa la superficie cilíndrica porosa será igual al producto de la permeabilidad del acuífero por el área de paso y por el gradiente hidráulico que existe entre uno y otro lado de la superficie cilíndrica considerada. Es decir:

$$Q = kAi$$

donde $A = 2\pi r b$ es el área de paso, $i = dh/dr$ es el gradiente:

$$Q = k2\pi r b \frac{dh}{dr} \quad kb = T$$

$$Q = 2\pi T r \frac{dh}{dr} \quad dh = \frac{Q}{2\pi T} \cdot \frac{dr}{r}$$

Para integrar esta última expresión, se tienen que definir los límites de integración. Cuando h varía entre un nivel genérico h y el nivel inicial del acuífero

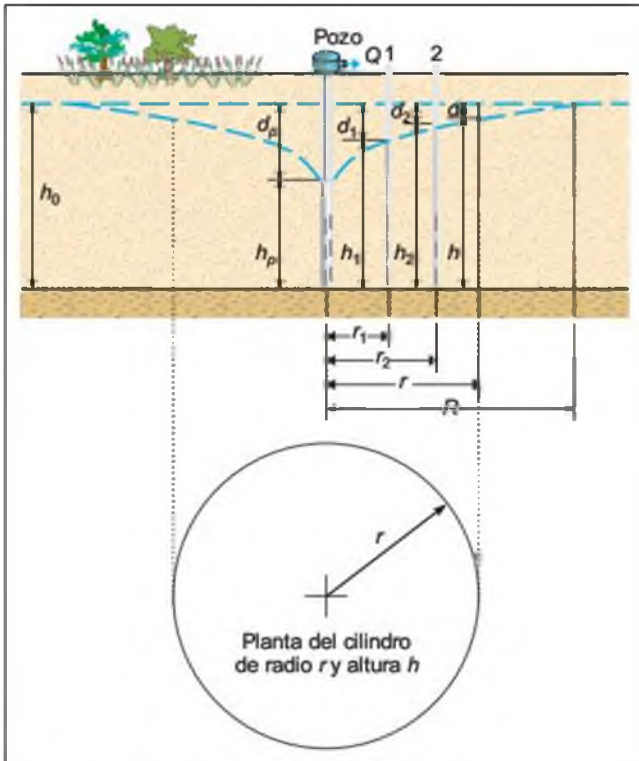


Figura 5.21 Esquema para la deducción de la fórmula de Dupuit.

h_0 , r variará entre un radio genérico r , en el que el nivel vale h , y una distancia R (radio de influencia) a la cual el descenso es nulo y, por tanto, h vale h_0 :

$$\int_h^{h_0} dh = \frac{Q}{2\pi T} \int_r^R \frac{dr}{r} \quad \text{y} \quad h_0 - h = \frac{Q}{2\pi T} \ln \frac{R}{r}$$

o bien

$$d = \frac{Q}{2\pi T} \ln \frac{R}{r}$$

La deducción de la fórmula de Dupuit por este procedimiento sería análoga siguiendo la Figura 5.21:

$$Q = kAi$$

siendo $A = 2\pi rh$ el área de paso, $i = dh/dr$ el gradiente:

$$Q = k2\pi rh \frac{dh}{dr} \Rightarrow h dh = \frac{Q}{2\pi k} \cdot \frac{dr}{r}$$

e integrando con los límites ya conocidos de la fórmula de Dupuit:

$$h_0^2 - h^2 = \frac{Q}{\pi k} \ln \frac{R}{r}$$

■ MÉTODO DE THIEM. ACUÍFERO CONFINADO EN RÉGIMEN PERMANENTE

Si físicamente en el ensayo se puede considerar que se reúnen las siguientes condiciones:

- régimen permanente
- no existen recargas exteriores
- acuífero homogéneo e isótropo en cuanto a su permeabilidad k
- el acuífero es infinito
- el pozo de bombeo tiene diámetro cero
- el pozo atraviesa completamente la formación permeable
- el agua que se bombea produce un inmediato descenso del nivel, y no vuelve a introducirse en el acuífero
- el flujo de agua hacia el pozo es radial y no tiene componentes verticales
- el caudal de bombeo Q es constante

se llega, como se ha visto, a la ecuación de Thiem para régimen permanente y acuíferos cautivos (Figura 5.20):

$$d = \frac{Q}{2\pi T} \ln \frac{R}{r}$$

que particularizada para las distancias r_1 y r_2 y restando se transforma en:

$$d_1 - d_2 = \frac{Q}{2\pi T} \ln \frac{r_2}{r_1}$$

y en logaritmos decimales y efectuada la división con 2π queda:

$$d_1 - d_2 = 0,366 \frac{Q}{T} \log \frac{r_2}{r_1}$$

Por analogía, si se considera que no existen pérdidas de carga en el pozo y que el radio de influencia (distancia al punto en que la depresión causada por el bombeo valdría prácticamente cero) vale R :

$$dp = \frac{Q}{2\pi T} \ln \frac{R}{r_p} \quad \text{o} \quad dp = 0,366 \frac{Q}{T} \log \frac{R}{r_p}$$

que es la relación de Thiem expuesta anteriormente, donde dp es el descenso del pozo y r_p es el radio del pozo. Indica sencillamente que las diferencias entre las depresiones ($d_1 - d_2$) en dos pozos de observación, situados a distancias r_1 y r_2 del pozo que bombea a caudal constante Q , es el producto de $Q/2\pi T$ por el logaritmo neperiano del cociente inverso de las distancias, r_2/r_1 .

Este tipo de ensayo no permite, lógicamente, calcular el valor del coeficiente de almacenamiento, S , dado que al no variar el nivel no se producen vaciados en el

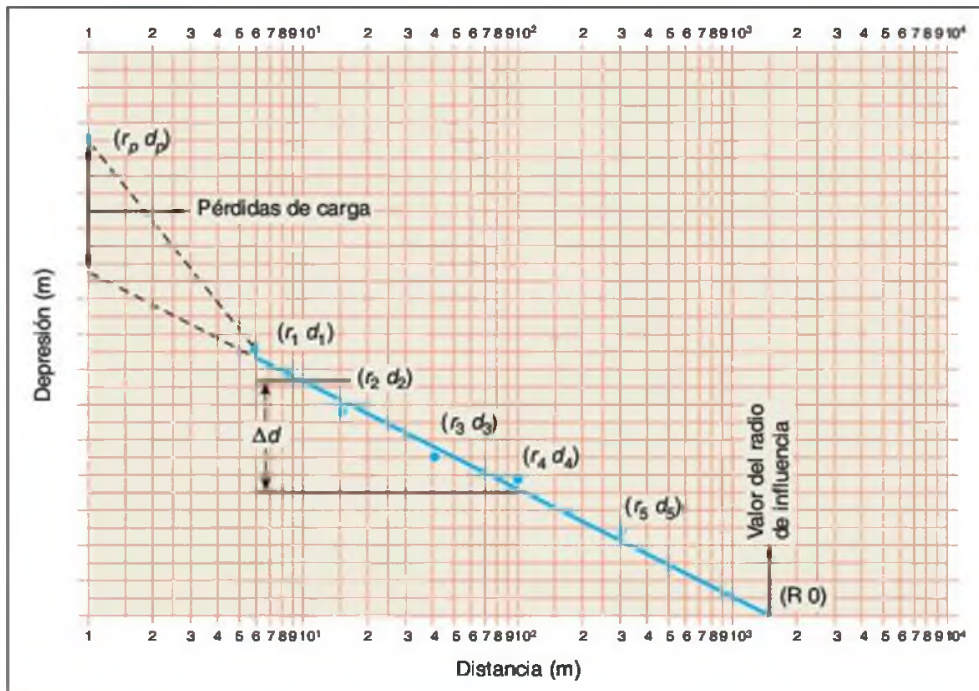


Figura 5.22 Recta de Thiem.

acuífero. Sin embargo, es muy útil para calcular la transmisividad, T , en zonas que llevan mucho tiempo bombeando continuamente y en las que el régimen puede considerarse permanente.

El método de cálculo de la T es el siguiente: si se considera un punto de observación genérico a una distancia r_i del que bombea a caudal constante Q , y en el que se ha producido una depresión d_i sobre el nivel estático antes de comenzar el bombeo, puede establecerse:

$$d_i = 0,366 \frac{Q}{T} \log \frac{R}{r_i}$$

$$d_i = 0,366 \frac{Q}{T} \log R - 0,366 \frac{Q}{T} \log r_i$$

Si se toma $\lg r_i$ como variable, para lo cual sólo será necesario trabajar en un gráfico semilogarítmico, esta última fórmula (en dicho tipo de gráfico) representará una recta de la forma:

$$y = mx + n$$

donde:

$$y = d_i$$

$$m = -0,366 \frac{Q}{T}$$

$$x = \log r_i$$

$$n = cte = 0,366 \frac{Q}{T} \log R$$

Es decir, tendrá la forma que se dibuja en la Figura 5.22. Esta recta:

- tiene por pendiente el valor $m = -0,366 \frac{Q}{T}$
- corta al eje x en el valor $R =$ radio de influencia
- corta al eje y en el valor del descenso en el pozo de bombeo cuando no existan pérdidas de carga
- cuando existan pérdidas de carga, éstas vienen representadas por la desviación de la recta ideal.

El método práctico para calcular la pendiente consiste en medir la diferencia de ordenadas para cada ciclo logarítmico en abscisas; la pendiente será esta diferencia:

$$m = \frac{-\Delta y}{\Delta x} = \frac{-\Delta d}{\Delta \log r_i}$$

Por tanto, si se toma un ciclo logarítmico:

$$\Delta \log r_i = \log 10^n - \log 10^{n-1} = \frac{\log 10^n}{\log 10^{n-1}} = \log 10 = 1$$

y

$$m = -\Delta d$$

luego:

$$T = 0,366 \frac{Q}{\Delta d}$$

■ MÉTODO DE DUPUIT. ACUÍFERO LIBRE EN RÉGIMEN PERMANENTE

En el caso de que el acuífero sea libre, el flujo deja de ser radial (Figura 5.23). En estos casos, al valor del

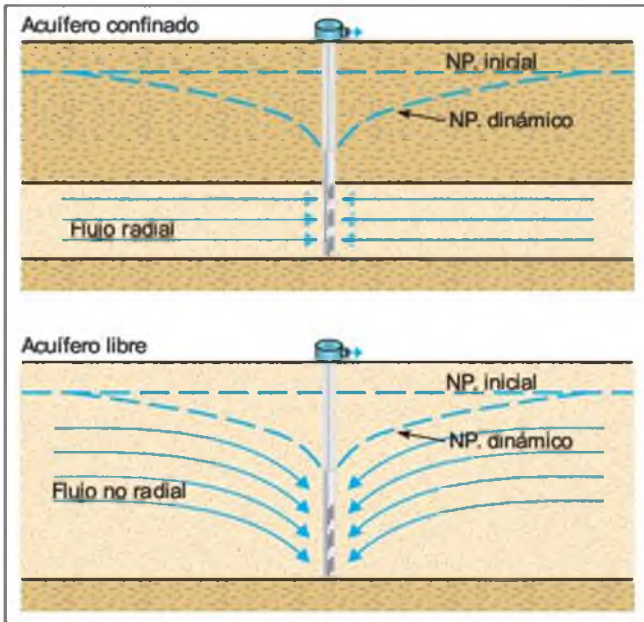


Figura 5.23 Esquema de bombeo en acuíferos libres y cautivos.

descenso que se ha medido en el campo, se le hace una corrección llamada corrección de Dupuit para acuíferos libres. Para el cálculo de esta corrección, se parte de la fórmula de Dupuit:

$$h_0^2 - h^2 = \frac{Q}{\pi k} \ln \frac{R}{r}$$

y

$$h_0^2 - h^2 = (h_0 - h)(h_0 + h) = d(2h_0 - d) = 2h_0(d - (d^2/2h_0))$$

luego

$$d - \frac{d^2}{2h_0} = \frac{Q}{2\pi T} \ln \frac{R}{r}$$

dado que $kh_0 = T$.

Esta fórmula es igual a la de Thiem salvo que tiene que dibujarse con una corrección en la escala, es decir, con una corrección en el descenso observado:

- descenso observado = d
- descenso corregido = $d - (d^2/2h_0)$, siendo h_0 el espesor saturado inicial.

Una vez efectuada la corrección de los valores de descenso en pozo y piezómetros, se procede de modo análogo al descrito para el método de Thiem para acuífero confinado o cautivo, pero haciendo uso de los descensos corregidos. Sin embargo, no merece la pena hacer esta corrección cuando el descenso es menor del 10% o 15% del espesor saturado h_0 .

■ MÉTODO DE DE GLEE, ACUÍFERO SEMICONFINADO EN RÉGIMEN PERMANENTE

Queda por citar el caso de que exista una recarga vertical uniforme a través de un terreno semipermeable, es decir, el caso de acuífero semiconfinado. Las condiciones se muestran en la Figura 5.24 (ver también Figura 5.5). La resolución de las ecuaciones proporciona la fórmula de De Glee:

$$d = \frac{Q}{2\pi T} K_0 \left(\frac{r}{B} \right)$$

donde:

- r = distancia al punto de observación
- B = factor de goteo (se define a continuación)

$K_0(r/B)$ es una función que no tiene solución analítica, por lo cual está tabulada; se representa en la Figura 5.25, de la que pueden obtenerse los valores de K_0 en función de r y B .

Para llegar a dicha fórmula se ha considerado:

- que existe un acuífero superior bien alimentado
- que el nivel de partida es el mismo en el acuífero superior que en el inferior
- que el acuífero superior no cede agua a través del pozo
- que al deprimir al nivel del inferior, se crea un gradiente, hacia el mismo, que obliga al acuífero superior a recargarlo a través de la formación semipermeable.

El factor de goteo, viene dado por:

$$B = \sqrt{\frac{T \cdot b'}{k}}$$

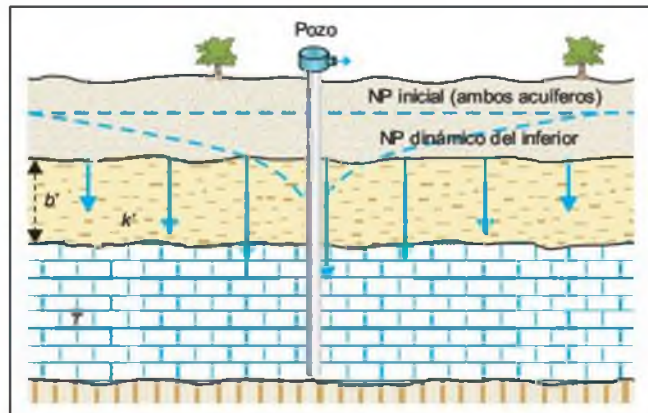


Figura 5.24 Esquema de bombeo en acuífero semiconfinado.

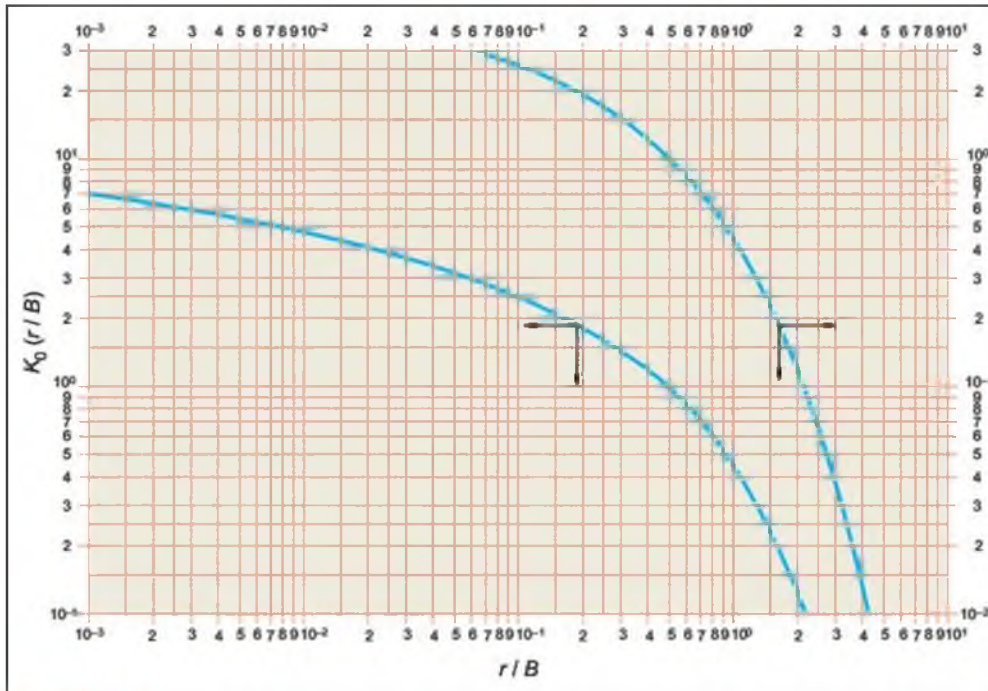


Figura 5.25 Abaco de la función de pozo en acuífero semiconfinado y régimen permanente (las flechas indican los ejes de lectura para cada curva).

siendo:

- b'/k = resistividad hidráulica
- k = permeabilidad vertical del semipermeable
- b' = espesor del semipermeable
- T = transmisividad del acuífero inferior.

Cuando la relación r/B es menor de 0,1, la función $K_0(r/B)$ toma valores que pueden sustituirse por $\ln 1,12B/r$. Así, para estos casos:

$$d = \frac{Q}{2\pi T} \ln \frac{1,12B}{r}$$

y no es necesario utilizar tablas o gráficos.

Queda por último indicar que, evidentemente, los resultados del ensayo se ajustarán más a la realidad cuanto más se ajuste la realidad física del ensayo a las condiciones matemáticas impuestas para resolver la ecuación general.

■ ENSAYOS EN RÉGIMEN TRANSITORIO. PLANTEAMIENTO DE LA DEDUCCIÓN DE LAS ECUACIONES

La ecuación general del flujo bidimensional, bajo condiciones de acuífero confinado y régimen transitorio, viene dada por:

$$\frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial y^2} = \frac{S}{T} \frac{\partial h}{\partial t}$$

implicando que el acuífero es homogéneo e isótropo, junto a la no existencia de recargas verticales.

Para el caso de flujo radial hacia un punto donde se sitúa el pozo de bombeo, la ecuación puede transformarse a coordenadas polares, tomando como eje de coordenadas el eje del pozo, que será un punto al proyectarlo sobre el plano xy . La transformación se realizaría según:

$$x = r \cos \alpha$$

$$y = r \sin \alpha$$

En la sustitución y operación se anulan los términos en α dando lugar a:

$$\frac{\partial^2 h}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \frac{\partial h}{\partial r} = \frac{S}{T} \frac{\partial h}{\partial t}$$

que es la ecuación general del flujo en medios porosos, expresada en coordenadas polares.

La resolución, llevada a cabo por Theis en 1935, dio lugar al inicio de la hidráulica de pozos en régimen transitorio. Para ello, se efectúa en primer lugar el cambio de variable:

$$u = \frac{r^2 S}{4Tt}$$

y se aplican las siguientes condiciones:

— condiciones iniciales:

$$h(r, 0) = h_0 \quad \text{para } r > 0$$

es decir, la altura piezométrica en el acuífero es uniforme antes de iniciarse el bombeo, e igual a h_0

— condiciones en el límite:

$$h = h_0 \quad \text{para } r \rightarrow \infty \quad \text{siendo } t > 0$$

(t = tiempo desde el inicio del bombeo)

$$\lim_{r \rightarrow 0} \left(r \frac{\partial h}{\partial r} \right) = \frac{Q}{2\pi T} \quad \text{ley de Darcy}$$

La solución para esta ecuación y condiciones es:

$$h_0 - h = d = \frac{Q}{4\pi T} W(u)$$

siendo $W(u)$ la denominada por Theis función de pozo para acuífero confinado y régimen transitorio:

$$W(u) = \int_u^\infty \frac{e^{-u}}{u} du$$

Estos resultados obtenidos por el citado autor se refieren al caso general en el que la permeabilidad k permanece constante en cualquier punto del espacio.

Una simplificación de este método es el de Jacob, que consiste en desarrollar en serie $W(u)$.

$$W(u) = -0,577216 - \ln u + u - \frac{u^2}{2 \cdot 2!} + \frac{u^3}{3 \cdot 3!} - \frac{u^4}{4 \cdot 4!} + \dots$$

Cuando $u < 0,03$, se pueden despreciar todos los términos menos los dos primeros. Sin embargo, es norma extendida despreciarlos a partir de $u < 0,1$. Por tanto:

$$\begin{aligned} d &= \frac{Q}{4\pi T} (-0,577216 - \ln u) = \\ &= \frac{Q}{4\pi T} (\ln 0,562 - \ln u) = \frac{Q}{4\pi T} \ln \frac{0,562}{u} \\ d &= \frac{Q}{4\pi T} \ln \frac{2,25Tt}{r^2S} \end{aligned}$$

o bien

$$d = 0,183 \frac{Q}{T} \log \frac{2,25Tt}{r^2S} \quad (\text{Jacob})$$

■ METODO DE THEIS. ACUÍFERO CONFINADO EN RÉGIMEN VARIABLE

En este caso la resolución de la ecuación fundamental es más complicada, por aparecer el término $(S\partial h)/(\partial t)$, dado que al variar el nivel con el tiempo, no se anula.

Para el caso del acuífero cautivo y admitiendo las mismas consideraciones limitativas que para el régimen permanente, se obtiene la fórmula de Theis, anteriormente expuesta:

$$d = \frac{Q}{4\pi T} \int_u^\infty \frac{e^{-u}}{u} du$$

donde:

d = descenso en un pozo situado a la distancia r

$u = (r^2S)/(4Tt)$

S = coeficiente de almacenamiento

t = tiempo a partir del comienzo del bombeo, consideradas condiciones de reposo.

Esta integral no tiene solución analítica, por lo cual, la función de pozo $W(u)$ se encuentra tabulada.

En el Cuadro 5.1 y en la Figura 5.26 pueden obtenerse los valores de $W(u)$ en función de u y de $1/u$ respectivamente. Por tanto se tiene:

$$d = \frac{Q}{4\pi T} W(u) \quad (1) \quad T = \frac{QW(u)}{4\pi d} \quad (3)$$

$$u = \frac{r^2S}{4Tt} \quad (2) \quad S = \frac{4Tt}{r^2 \cdot 1/u} \quad (4)$$

Los datos de campo del ensayo se representan en gráficos del tipo:

$$d - \log t \quad ; \quad d - \log r^2/t \quad ; \quad d - \log r^2$$

El más sencillo y usado suele ser el primero, que se comenta a continuación. Se toman logaritmos en las ecuaciones (1) y (2):

$$\log d = \log \frac{Q}{4\pi T} + \log W(u)$$

$$\log t = \log \frac{r^2S}{4T} + \log \frac{1}{u}$$

Si se dispone de una curva patrón (en papel transparente) que represente $W(u)$ en función de $1/u$, puede observarse que la curva de campo $d - \log t$ y la

Valores de la función de pozo $W(u)$

k	$k \times 10^{-14}$	$k \times 10^{-12}$	$k \times 10^{-10}$	$k \times 10^{-8}$	$k \times 10^{-6}$	$k \times 10^{-4}$	$k \times 10^{-2}$	k
1,0	31,6590	27,0538	22,4486	17,8435	13,2383	8,6332	4,0379	0,2194
1,5	31,2535	26,6483	22,0432	17,4380	12,8328	8,2278	3,6374	0,1000
2,0	30,9658	26,3607	21,7555	17,1503	12,5451	7,9402	3,3547	0,04890
2,5	30,7427	26,1375	21,5323	16,9272	12,3220	7,7172	3,1365	0,02491
3,0	30,5604	25,9552	21,3500	16,7449	12,1397	7,5348	2,9591	0,01305
3,5	30,4062	25,8010	21,1959	16,5907	11,9855	7,3807	2,8099	0,006970
4,0	30,2727	25,6675	21,0623	16,4572	11,8520	7,2472	2,6813	0,003779
4,5	30,1549	25,5497	20,9446	16,3394	11,7342	7,1295	2,5684	0,002073
5,0	30,0495	25,4444	20,8392	16,2340	11,6289	7,0242	2,4679	0,001148
5,5	29,9542	25,3491	20,7439	16,1387	11,5336	6,9289	2,3775	0,0006409
6,0	29,8672	25,2620	20,6569	16,0517	11,4465	6,8420	2,2953	0,0003601
6,5	29,7872	25,1820	20,5768	15,9717	11,3665	6,7620	2,2201	0,0002034
7,0	29,7131	25,1079	20,5027	15,8976	11,2924	6,6879	2,1508	0,0001155
7,5	29,6441	25,0389	20,4337	15,8286	11,2234	6,6190	2,0867	0,00006583
8,0	29,5795	24,9744	20,3692	15,7640	11,1589	6,5545	2,0269	0,00003767
8,5	29,5189	24,9137	20,3086	15,7034	11,0982	6,4939	1,9711	0,00002162
9,0	29,4618	24,8566	20,2514	15,6462	11,0411	6,4368	1,9187	0,00001245
9,5	29,4077	24,8025	20,1973	15,5922	10,9870	6,3828	1,8695	0,000007185

Para la gama de valores de u que interesen, elíjase la columna correspondiente $u = k \times$ potencia de 10, y en la misma fila de los valores de k (que aparecen en la primera columna) se encontrarán, en la misma columna elegida, los valores correspondientes de la función de pozo $W = (u)$.

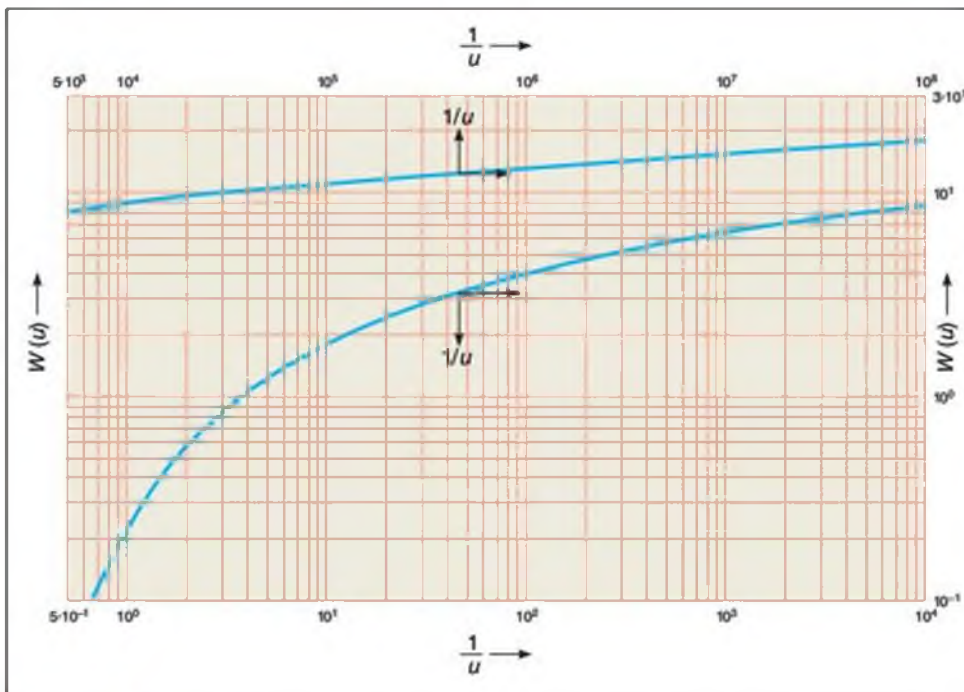


Figura 5.26 Abaco de la función de pozo $W(u)$

curva patrón $W(u) - 1/u$ sólo difieren en cantidades constantes para ordenadas y abscisas:

$$\frac{Q}{4\pi T} \text{ y } \frac{r^2 S}{4T} \text{ (en representación doble logarítmica)}$$

tratándose por tanto de la misma curva, representada en distintos ejes. La Figura 5.27 puede ayudar a la comprensión de este punto.

El método consiste en superponer el papel transpa-

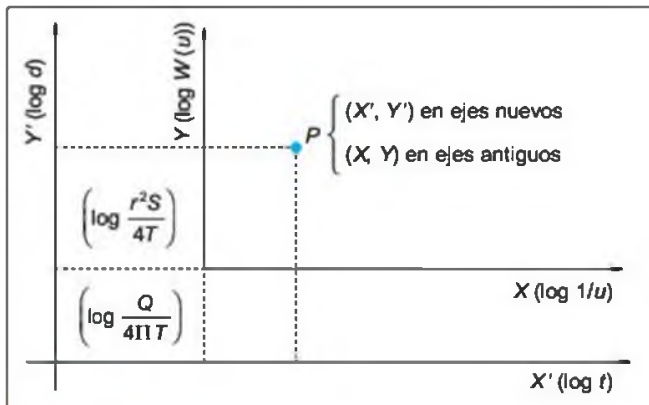


Figura 5.27 Sistema de cambio de ejes de coordenadas para la aplicación del método de superposición y coincidencia de Theis.

rente, haciendo coincidir las dos curvas. Se toma un punto sencillo de la curva patrón (por ejemplo $W(u) = 1$, $1/u = 10$), y se ven los valores de d y t que se corresponden con la curva de campo.

Con estos valores $W(u)$, $1/u$, d y t obtenidos, se puede entrar en las fórmulas (3) y (4) para obtener los valores de T y S . El valor de S sólo puede hallarse cuando exista piezómetro. El valor de T se puede hallar tanto en pozos de bombeo como en piezómetros.

■ MÉTODO DE JACOB. ACUÍFERO CONFINADO EN RÉGIMEN VARIABLE

La fórmula de Jacob tal y como se ha deducido viene dada por la expresión

$$d = 0,183 \frac{Q}{T} \log \frac{2,25Tt}{r^2 S}$$

Si se toma:

$$\frac{r^2 S}{2,25T} = t_0$$

se obtiene:

$$d = 0,183 \frac{Q}{T} \log \frac{t}{t_0}$$

$$d = 0,183 \frac{Q}{T} \log t - 0,183 \frac{Q}{T} \log t_0$$

que representado en papel semilogarítmico es una recta de la forma $y = mx + n$ (Figura 5.28), donde:

$$y = d$$

$$m = 0,183 \frac{Q}{T}$$

$$x = \log t$$

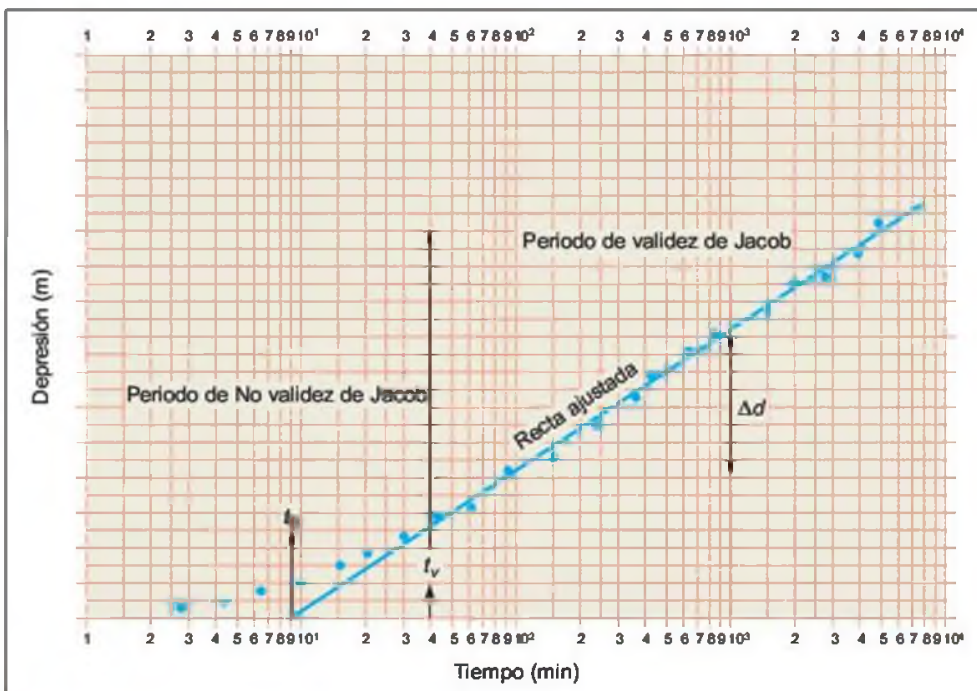


Figura 5.28 Recta de Jacob.

Esta recta corta al eje x en:

$$d = 0 = 0,183 \frac{Q}{T} \log t - 0,183 \frac{Q}{T} \log t_0$$

de donde: $t = t_0$.

Si se recuerda lo expuesto para gráficos en régimen permanente, se obtiene T según:

$$T = 0,183 \frac{Q}{m} \quad \text{o bien} \quad T = 0,183 \frac{Q}{\Delta d}$$

dado que $m = \Delta d =$ caída por ciclo logarítmico.

Para calcular el coeficiente de almacenamiento se determina el punto en que la recta corta al eje x; este valor se iguala a t_0 ($t_0 =$ punto de corte con Ox), que como se ha visto es:

$$t_0 = \frac{r^2 S}{2,25T} \quad \text{y} \quad S = \frac{2,25T t_0}{r^2}$$

Respecto a la posibilidad de utilizar el método de Jacob debe indicarse que los valores de u se hacen menores cuanto más pequeña es la distancia r al pozo de bombeo, y menor es el tiempo t transcurrido desde que se inició la prueba. Por ello es siempre aplicable Jacob en el pozo de bombeo, mientras que en los puntos de observación, sólo es aplicable a partir de un determinado tiempo que se calcula según:

$$u < 0,1 \quad \frac{r^2 S}{4T t_v} < 0,1 \quad t_v > \frac{10r^2 S}{4T} \quad t_v > 2,5 \frac{r^2 S}{T}$$

donde $t_v =$ tiempo de validez de Jacob.

■ MÉTODO DE JACOB-COOPER. CORRECCIÓN DE ESPESOR SATURADO. ACUÍFEROS LIBRES EN RÉGIMEN TRANSITORIO

Cuando se trata de acuíferos libres es válido usar los métodos de Theis y Jacob, siempre y cuando la depresión sea poco importante con respecto al espesor saturado del acuífero; en caso contrario, se debe hacer la corrección de sustituir el valor del descenso observado, d , por $(d - d^2/2h_0)$.

En realidad el problema es más complicado, pero puede admitirse la corrección indicada con una aceptable aproximación.

■ MÉTODO DE HANTUSH. ACUÍFERO SEMICONFINADO EN RÉGIMEN VARIABLE

En el caso de los acuíferos semiconfinados, y cuyo esquema de recarga vertical se ha comentado ya en los ensayos en régimen permanente, la solución de la ecuación general del flujo es la fórmula de Hantush:

$$d = \frac{Q}{4\pi T} W\left(u, \frac{r}{B}\right)$$

donde la función $W(u, r/B)$ también está tabulada. En la Figura 5.29 se representa la función:

$$\left[W\left(u, \frac{r}{B}\right), \frac{1}{u} \right]$$

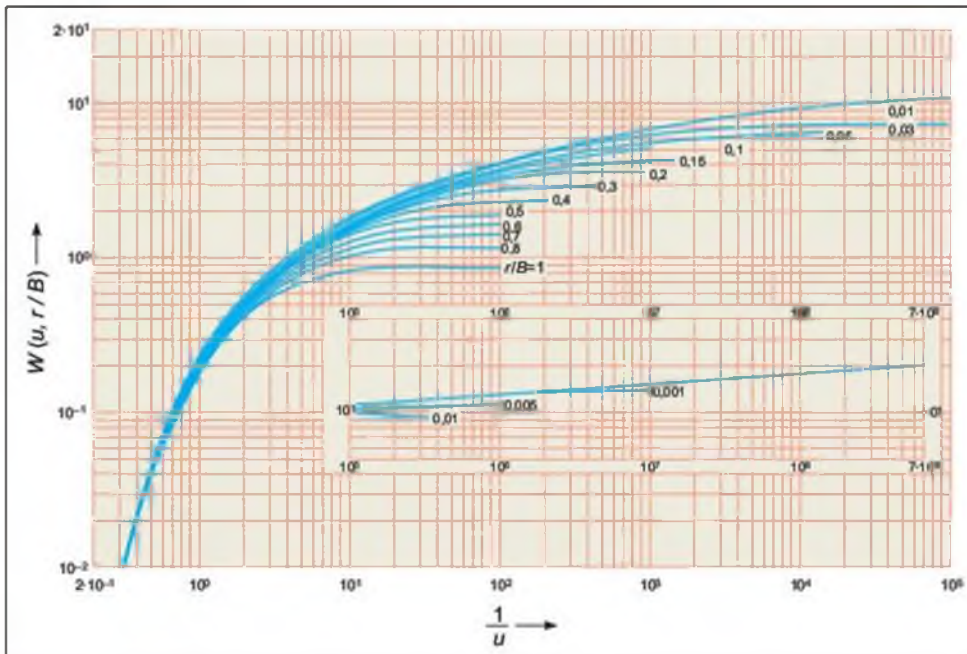


Figura 5.29 Abacos de la función de pozo en acuíferos semiconfinados.

análoga a la de Theis, pero con unas derivaciones para cada valor de r/B .

Haciendo coincidir por superposición la curva de campo $d - \lg t$ con la derivación r/B de la anterior que mejor ajustada quede, se obtienen de un modo idéntico al de Theis valores de $W(u, r/B)$, $1/u$, d , t , y r/B , pudiendo obtenerse la transmisividad T , el coeficiente de almacenamiento S y la permeabilidad vertical de la formación semiconfinante, k' .

Ensayos de inyección

En general, en las obras de ingeniería en sentido amplio, es necesario conocer las condiciones geológicas del terreno donde se realizará la obra, tanto si se utiliza como soporte como si se trabaja dentro de él. Cuando el agua está presente en el terreno, normalmente se agravan los problemas, tanto por el hecho de la existencia de agua como por la circunstancia de que ésta pueda circular. El agua que se mueve, si su desplazamiento no se ha previsto y controlado, provoca problemas en las obras: fugas, sifonamientos, erosiones, disoluciones, cambios de volumen, subpresiones, etc., agua a presión y subpresiones. En casi todos los casos se trata de eliminar o desviar un exceso de agua que hace difícil o impide el trabajo en condiciones normales, técnicas y económicas, o que cambia las características del terreno haciéndolo inapropiado para la ejecución de la obra proyectada.

Al tratar de los métodos que se emplean en la práctica para la resolución de estos problemas, es de importancia primordial conocer las leyes que rigen la circulación del agua en el terreno, y una de las características que permite estudiar los movimientos del agua que pueden producirse es el **coeficiente de permeabilidad** de Darcy, k . Este coeficiente se calcula frecuentemente haciendo uso de las pruebas o ensayos de inyección. Independientemente de todo lo expuesto anteriormente sobre los ensayos de bombeo, debe indicarse que, aún siendo estos ensayos los más fiables y que más parámetros proporcionan, la tradición de los ensayos de inyección en ingeniería geológica hace que puedan ser consideradas las técnicas por excelencia para la obtención de permeabilidades en las formaciones del suelo y subsuelo.

Los ensayos de inyección, métodos de Lugeon, Lefranc, Matsuo y otros, se describen en el Apartado 6.5 del Capítulo 6, y su lectura es necesaria para comprender el análisis que aquí se efectúa. Las pruebas de inyección tienen interés desde el momento que constituyen ensayos *in situ*. Sin embargo deben tenerse en cuenta algunos aspectos. La mayoría de las fórmulas para el cálculo de la permeabilidad por métodos de inyección parten de la ecuación de Thiem de régimen

permanente y acuífero confinado, y debería conservarse en la realidad práctica de los ensayos el conjunto de limitaciones y condiciones de contorno que se impusieron para la resolución de la ecuación del flujo en régimen permanente al deducir la fórmula de Thiem: acuífero confinado, medio saturado, régimen permanente, medio homogéneo e isótropo, etc.

Resulta difícil o casi imposible que se alcance el régimen permanente cuando se inyecta agua en un sondeo durante unos pocos minutos. En rigor estos ensayos no son claramente cuantitativos. Siguen una metodología estandarizada y por ello suelen ser un buen método de comparar la permeabilidad a distintas profundidades en un sondeo o entre sondeos contiguos perforados en la misma formación. Sin embargo, en la mayoría de las ocasiones los valores de permeabilidad obtenidos son poco fiables (ver el Apartado 11.7 del Capítulo de presas).

El **ensayo Lugeon** es el más clásico, el que se realiza con mayor frecuencia y, también en ocasiones el peor realizado. Se trata de un ensayo de inyección de agua bajo presión en sondeos en macizos rocosos mecánicamente resistentes y cuya permeabilidad proviene, generalmente, de la fracturación tectónica o de fisuración por disolución. El ensayo da una idea de la permeabilidad «del conjunto» del macizo rocoso; es un ensayo simple que proporciona de forma inmediata medidas cualitativas y, mediante la aplicación de determinadas fórmulas, el valor del coeficiente k , pero, se insiste, la fiabilidad en muchas ocasiones es baja.

Aún queriendo reconocer la tradición de este ensayo, y sobre todo sus indudables ventajas sobre los métodos de laboratorio en muestras de testigos de la perforación, hay que asumir su baja fiabilidad. Los ensayos de bombeo son sin lugar a dudas el método más fiable de obtener parámetros de permeabilidad en las formaciones saturadas del subsuelo, aunque son más costosos y por ello se usan poco en ingeniería geológica. Pero la confianza en los datos que aportan compensa con creces el sobrecosto. Por otra parte, en las pruebas de inyección se introducen en la formación ensayada volúmenes de agua muy bajos, lo que implica que tengan un carácter netamente puntual. Los ensayos de bombeo suelen y deben ser de una duración significativa (1 a 3 días es lo usual), y en este tiempo se extrae gran cantidad de agua de la formación que proviene de zonas muy separadas del pozo de bombeo, ensayándose un volumen muy importante del medio físico y, en consecuencia, los resultados tienen una alta representatividad espacial.

Ensayos con trazadores

Este tipo de ensayos consiste básicamente en inyectar un trazador en un punto del acuífero y observar su lle-

gada a otro punto del mismo acuífero, midiendo lo más escrupulosamente posible el tiempo de tránsito entre uno y otro punto. Se puede obtener de este modo la velocidad del flujo en la dirección del punto de inyección al punto de recogida, y conocidos otros datos del acuífero como los gradientes isopiezos puede estimarse la permeabilidad, e incluso la porosidad eficaz, según el tipo y método utilizado en la prueba.

El uso de trazadores es una técnica particularmente especializada y al mismo tiempo bastante utilizada en trabajos de hidrogeología e ingeniería geológica. Por ejemplo, es muy común el aforo de ríos turbulentos y poco caudalosos haciendo uso de trazadores. Así mismo, se utilizan con frecuencia en el estudio de fugas y filtraciones (presas, túneles, etc.).

De todos modos, debe tenerse en cuenta que es preciso plantear el problema dentro de una magnitud real desde el punto de vista hidrogeológico. Es decir, las distancias entre inyección y recogida tienen que ser adecuadas para la permeabilidad, porosidad eficaz y gradientes isopiezos en el acuífero; de lo contrario los tiempos de tránsito pueden ser tan elevados, o el trazador diluirse tanto, que la prueba sea inválida, y se considere el método poco efectivo, sin que haya sido el método en sí el culpable del fallo, sino un planteamiento de la prueba inadecuado a las circunstancias del acuífero.

Es frecuente el empleo de trazadores de diversos tipos: isótopos radiactivos de bajo periodo de semidesintegración, colorantes, sales solubles no interactivas con la formación e incluso, en determinadas circunstancias, sólidos en suspensión. Cada uno de ellos tiene sus ventajas e inconvenientes, que en síntesis se citan a continuación.

Los **trazadores radiactivos** se pueden detectar a muy bajas concentraciones, y es posible efectuar las pruebas con concentraciones inferiores a los máximos admitidos comúnmente en las normativas para el agua de bebida. Pueden efectuarse medidas de campo con precisión, incluso dentro de sondeos, sin necesidad de extraer muestras. Se precisa muy poca cantidad de trazador, facilitando las operaciones de campo y siendo capaces de trazar grandes volúmenes de agua. Desaparecen por desintegración, transcurridas varias veces el periodo de semidesintegración.

Tienen los inconvenientes típicos de este tipo de productos: el método de detección es caro y complejo, se necesitan equipos y personal especializados, es difícil obtener el radioisótopo, y se deben solicitar las oportunas autorizaciones.

Los **colorantes**, entre los que es muy usada la fluoresceína o alguno de sus derivados más solubles, son de muy fácil detección por fotocolorímetros en muy bajas concentraciones. Son muy adecuados en acuíferos cársticos pero poco eficaces en materiales detríti-

cos. Tienen el inconveniente de ser fácilmente retenidos por el terreno.

Las **sales solubles**, principalmente ClNa , ClNH_4 y Cl_2Ca , son los más usualmente empleados. El más cómodo de usar es el ClNa , pero tiene el peligro de que puede alterar la fracción arcillosa de la formación, alterando la permeabilidad, siendo necesario acudir a alguno de los otros dos. El ion cloruro se comporta como un trazador prácticamente ideal, pero debe emplearse en acuíferos cuyas aguas naturales lo contengan en baja proporción. En realidad sólo se puede utilizar si el contenido natural es inferior a 100 ppm. Su detección se lleva a cabo por análisis químicos, y en el caso de que la concentración en sales del acuífero sea baja, se pueden utilizar salinómetros, con lo que no es necesario extraer muestras de los sondeos.

Los **trazadores sólidos en suspensión** son, en general, sustancias que se mantienen en suspensión en el agua, tales como el salvado de avena, granos de almidón, levaduras, polen coloreado e incluso serrín, pero como fácilmente se comprende sólo tienen aplicación cuando el agua circula por grandes grietas o conductos cársticos. En medios porosos son muy fácilmente retenidos por filtración. La inyección puede efectuarse de dos formas: instantánea y continua. En la primera se inyecta un volumen determinado de trazador en forma de descarga instantánea, mientras que en la segunda se inyecta el trazador ininterrumpidamente en el tiempo hasta terminar la prueba.

El cálculo de los tiempos de tránsito del trazador desde el punto de inyección hasta el de recogida no es inmediato; deben efectuarse algunas observaciones. Debido al efecto de dispersión hidrodinámica en el acuífero, el trazador se verá llegar al punto de recogida no de modo instantáneo, sino de forma gradual. Con inyección instantánea, en el punto de recogida se verá incrementar la concentración de trazador hasta alcanzar un máximo y luego disminuirá hasta volver a los valores iniciales del acuífero, obteniéndose una curva concentraciones/tiempo parecida a una campana de Gauss, y pudiéndose estimar el tiempo de tránsito como el correspondiente al máximo de la curva, si ésta es simétrica. Con inyección continua, la concentración del trazador se incrementa progresivamente desde los niveles de base del acuífero hasta alcanzar un nivel de estabilización, estimándose el tiempo de tránsito como el correspondiente a la concentración suma entre la concentración de base y el 50 % del incremento debido al trazador.

Existe una gran variedad de formas de hacer pruebas con trazadores al objeto de poder estimar los parámetros hidrogeológicos de la formación, que pueden consultarse en Custodio y Llamas (1996). A continuación se describen dos de los más usuales.

■ MÉTODO DEL POZO DE INYECCIÓN DE TRAZADOR Y DEL POZO DE BOMBEO

Se consideran dos pozos situados a una distancia d . En uno se inyecta el trazador y en el otro se bombea a caudal constante Q . Considerando el flujo radial a consecuencia del bombeo, cuando el trazador llegue al pozo de bombeo y recogida puede suponerse que ha llegado al mismo cualquier partícula de agua situada en la circunferencia de radio d . En este momento se habrá bombeado todo el agua contenida en un cilindro de acuífero de base πd^2 y altura la del acuífero saturado h_0 . Como el agua bombeada desde el momento en que se inyecta el trazador es Qt_T , siendo t_T el tiempo de tránsito, puede establecerse:

$$\pi d^2 h_0 n_e = Qt_T$$

de donde se obtiene el valor de la porosidad eficaz:

$$n_e = \frac{Qt_T}{\pi d^2 h_0}$$

Existen limitaciones que deben tenerse en cuenta al realizar este ensayo:

- se supone el acuífero homogéneo e isótropo
- el acuífero debe ser confinado, o libre con descensos menores del 10 % al 15 % del espesor saturado inicial
- debe iniciarse el bombeo antes de la inyección hasta alcanzar un régimen estabilizado a efectos prácticos
- el volumen de agua añadida con el trazador debe ser pequeño comparado con el volumen extraído en el tiempo de tránsito.

Por último, debe recordarse que cuanto mayor es la distancia entre pozo de inyección y recogida, mayor

es la fiabilidad del valor de la porosidad eficaz obtenida, pero más difícil es realizar satisfactoriamente la prueba por el efecto de dilución del trazador y por el gran volumen de agua que se debe bombear.

■ MÉTODO DE INYECCIÓN EN UN POZO ÚNICO

Consiste en inyectar en un pozo una cantidad de trazador y esperar un cierto tiempo, t_E , para que el flujo natural del acuífero lo desplace una distancia determinada. Después de transcurrido este tiempo en espera, se inicia un bombeo de caudal constante Q en el mismo pozo en el que se ha inyectado el trazador y se calcula el tiempo t_R que tarda en reaparecer.

Después de la adición del trazador, el flujo lo habrá retirado del pozo una distancia $D = vt_E$, siendo v la velocidad real del flujo en el acuífero. Al bombear con caudal Q durante un tiempo t_R hasta recuperar el trazador, se habrá tenido que extraer el agua de un cilindro de acuífero de radio D y altura la del acuífero h_0 . En consecuencia puede establecerse:

$$v = \frac{Qt_R}{\pi D^2 h_0 n_e}$$

siendo:

$$D = vt_E = \frac{ki_N t_E}{n_e}$$

k e i_N la permeabilidad y el gradiente natural del acuífero, que debe ser conocido.

Sustituyendo, se obtiene la expresión:

$$Qt_R = \pi (ki_N t_E)^2 \frac{h_0}{n_e}$$

de donde puede obtenerse k si se conoce n_e , u obtener n_e si se conoce k .

5.5

Métodos de resolución

Existen muchos problemas en ingeniería geológica en los que es preciso el cálculo suficientemente riguroso del flujo en materiales naturales o de construcción bajo determinadas condiciones de contorno. Las leyes que controlan el flujo de aguas subterráneas en medios permeables han sido estudiadas en los apartados precedentes, donde se ha hecho hincapié en la dificultad que puede implicar la resolución de las ecuaciones diferenciales características de cada fenómeno. La posibilidad de resolverlas satisfactoriamente depende de

la complejidad del problema real y, muy especialmente, de las condiciones de contorno. Los problemas pueden presentarse en régimen permanente y transitorio, y existen tres métodos clásicos para abordar su resolución: **métodos analíticos**, **redes de flujo** y **métodos numéricos**.

Los primeros presentan bastantes limitaciones y solo pueden resolver problemas en régimen permanente con configuraciones simples del medio físico, y muy pocos casos de régimen transitorio. Las redes de flujo

pueden emplearse para resolver problemas de régimen permanente, con configuraciones muy simples del medio físico y con condiciones de borde de nivel constante perfectamente delimitadas. Los métodos numéricos, con soluciones aproximadas, son los más completos, permitiendo abordar problemas de régimen permanente y transitorio en dos y tres dimensiones con parámetros hidrogeológicos variables en el espacio e incluso en el tiempo y con condiciones de borde diversas; son en realidad el único método disponible para el análisis de sistemas complejos.

Aunque los métodos numéricos requieren un cierto grado de especialización matemática e informática, actualmente la disponibilidad de aplicaciones de modelos de flujo y transporte orientados al usuario, que no requieren gran especialización en materias ajenas a la hidrogeología y la ingeniería geológica, hace que estas técnicas se utilicen cada vez más con carácter general.

Para comprender con claridad la diferencia entre unos y otros métodos se incluye un ejemplo resuelto por los tres procedimientos. Tal y como puede verse en la Figura 5.30, se tienen dos zanjas A y B, cuyos niveles son constantes: $h_A = 15$ m y $h_B = 8$ m. Las zanjas se encuentran en un acuífero libre con permeabilidad $k = 2$ m/día, penetran totalmente la formación permeable y están separadas una distancia $L = 26$ m. Se estudiará el fenómeno calculando los caudales circulantes entre zanjas (por metro lineal de zanja) y la forma de la superficie piezométrica.

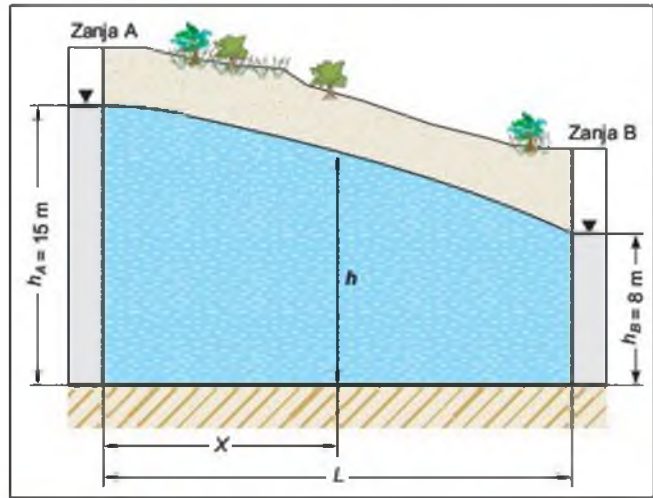


Figura 5.30 Problema de las zanjas. Método analítico.

luego:

$$\frac{Q}{k} dx = -h dh$$

Cuando x varía entre 0 y L , h varía entre h_A y h_B :

$$\frac{Q}{k} \int_0^L dx = - \int_{h_A}^{h_B} h dh$$

$$\frac{Q}{k} [x]_0^L = \left[\frac{h^2}{2} \right]_{h_A}^{h_B}$$

$$\frac{QL}{k} = \frac{1}{2} (h_A^2 - h_B^2)$$

y el caudal de transferencia por metro de zanja vendrá dado por:

$$Q = \frac{k}{2L} (h_A^2 - h_B^2)$$

que para el caso propuesto, con $k = 2$ m/día, $h_A = 15$ m, $h_B = 8$ m y $L = 26$ m, resulta:

$$Q = 6,19 \text{ m}^3/\text{día}$$

La ecuación de la superficie piezométrica podría obtenerse buscando la relación que diera el valor del nivel piezométrico h en función de la situación x . Para ello, habría que establecer la integración entre la zanja A y la zanja B para proceder a eliminar Q entre ambas ecuaciones.

Así pues, para el caso de acuífero libre:

$$\frac{Q}{k} dx = -h dh$$

Integrando entre 0 y x :

$$\frac{Q}{k} \int_0^x dx = - \int_{h_A}^h h dh \quad ; \quad \frac{Qx}{k} = \frac{h_A^2 - h^2}{2}$$

Métodos analíticos

Se intenta llegar a una expresión que permita calcular el caudal de paso por metro de zanja y la ecuación de la superficie piezométrica. En el caso representado en la Figura 5.30, el caudal por metro de zanja no pasa por una sección constante $b \cdot 1$, sino por una sección variable $h \cdot 1$. El espesor del acuífero, al ser libre, no es constante, sino que depende del espesor saturado en cada punto situado a la distancia x de la zanja A, que vendrá dado por el nivel piezométrico h .

El caudal Q que pasa por un punto x genérico para 1 m de longitud de zanja es:

$$Q = -kA \frac{dh}{dx}$$

siendo:

$A =$ área de paso $= h \cdot 1$

$k =$ coeficiente de permeabilidad

$$Q = -kh \frac{dh}{dx}$$

Integrando entre x y L :

$$\frac{Q}{k} \int_x^L dx = - \int_h^{h_B} h dh \quad ; \quad \frac{Q}{k} (L - x) = \frac{h^2 - h_B^2}{2}$$

Eliminando Q por cociente entre ambas ecuaciones:

$$\frac{L - x}{x} = \frac{h^2 - h_B^2}{h_A^2 - h^2} \quad ; \quad \left(\frac{L}{x} - 1\right)(h_A^2 - h^2) = h^2 - h_B^2$$

y operando y simplificando:

$$h^2 = \frac{h_A^2 - h_B^2}{L} x + h_A^2$$

La forma de la superficie piezométrica es independiente de la permeabilidad y del espesor del acuífero, y su ecuación es una parábola que depende únicamente de las condiciones en los bordes.

Como se ha visto, la deducción de la ecuación de la superficie piezométrica mediante métodos analíticos es un problema simple y de fácil resolución y por consiguiente de fácil aplicación.

Redes de flujo

Los métodos de resolución basados en la construcción de redes de flujo son muy comunes y clásicos dentro de la ingeniería geológica. Tiempo atrás no se disponía de ordenadores ni métodos numéricos convenientemente adaptados, y las resoluciones por métodos analíticos de los problemas del flujo tenían las dificultades conocidas de condiciones de contorno y heterogeneidad del medio físico, que con frecuencia imposibilitan su aplicación.

La construcción de redes de flujo, y en general la aplicación de este método, han sido explicadas en el Apartado 3 del Capítulo 2; no obstante deben desde aquí hacerse algunas puntualizaciones complementarias. La construcción de una red de flujo para resolver gráficamente la ecuación de Laplace es relativamente fácil en aquellos problemas en los que los límites son estables y también en el caso de movimiento de acuíferos confinados, mientras que presenta mayores dificultades en aquellos casos que se refieren al movimiento en condiciones de acuífero libre si no se conoce de antemano la posición de la superficie freática.

Una red de flujo es un gráfico bidimensional compuesto por dos familias de curvas de índole especial: **las líneas de flujo o líneas de corriente**, que indican la trayectoria del movimiento del agua, y **las líneas equipotenciales**, que unen los puntos de igual potencial. El empleo de las redes de flujo está limitado a la

investigación de secciones bidimensionales que sean representativas del movimiento en el medio poroso y al análisis de problemas tridimensionales que presenten simetría axial o radial.

En un medio homogéneo e isótropo para el que sea válida la ley de Darcy, las líneas de corriente son ortogonales a las líneas equipotenciales. Una red de flujo puede concebirse como un enrejado de dos familias de líneas mutuamente ortogonales dispuestas de tal manera que, como regla, las líneas de corriente acaben en líneas equipotenciales, y viceversa, delineando, en parte, el dominio del movimiento. La excepción a esta regla aparece cuando se presenta una superficie de rezume. Para poder elaborar una red de flujo es preciso que el movimiento satisfaga los criterios de independencia del tiempo y de homogeneidad, que tenga lugar paralelamente al plano de la red y que, además, tenga validez la ley de Darcy.

Las redes de flujo pueden construirse tanto para el estudio del movimiento en una sección vertical como en un plano horizontal. La mayoría de las aplicaciones corresponden al estudio de la filtración a través de diques, presas y estructuras similares, y las redes suelen corresponder a secciones verticales. También pueden elaborarse redes para el estudio de movimientos horizontales utilizando mapas de isopiezas, definidas en el Apartado 5.1 de este Capítulo; en este caso, debido a las variaciones de transmisividad y a la falta de paralelismo entre el movimiento y la red, suele ser raro que se pueda llegar a construir sobre la mayor parte de dicho mapa una red de mallas cuadradas; las desviaciones de la forma cuadrada pueden interpretarse como variaciones de la recarga, de la descarga o de la transmisividad.

Para construir una red de flujo no existe un camino único, porque, siendo continuas las funciones potencial (ϕ) y flujo (ψ), existen muchas posibilidades de elección entre las líneas de corriente y equipotenciales; en la práctica se escogen algunas líneas (pocas) representativas de cada familia. Sin embargo, la razón entre el número de tubos de corriente y el de saltos de potencial es una constante para cada problema y se deduce a partir de la fórmula del caudal de filtración.

La red de flujo queda unívocamente determinada al fijar el número de líneas de corriente o de líneas equipotenciales. Es recomendable limitar a cuatro o cinco el número de tubos de corriente, pero, de hecho, puede utilizarse un número fraccionario (de tubos de corriente o de saltos de potencial). En la realidad, sólo en contados casos serán enteros a la vez el número de tubos de corriente y el de potencial.

El cálculo del caudal de paso que tiene lugar en un sistema representable en una sección vertical debajo de una estructura hidráulica, se consigue dibujando la red de flujo y retocándola hasta conseguir su necesari-

rio «aspecto cuadrado». Las equipotenciales siempre serán perpendiculares a los bordes impermeables y sensiblemente paralelas a los bordes de nivel constante; al contrario ocurrirá con las líneas de flujo. Con la red terminada se tendrá una serie de N_f «canales o tubos de flujo», estando limitado cada uno de ellos por dos líneas de flujo, y un número N_d de saltos de potencial entre los bordes de potencial constante. Para calcular el caudal, q , a través de cada uno de los tubos de flujo se aplica Darcy, obteniéndose para un tubo de flujo genérico:

$$\Delta q = k \Delta b \left(\frac{\Delta h}{\Delta l} \right)$$

siendo:

Δb el ancho del tubo

Δl la longitud entre dos saltos de potencial

Δh el salto de potencial en el elemento cuadrado.

Como $\Delta b = \Delta l$, por construcción $\Delta q = k \Delta h$. El caudal total, Q , que pasa por los N_f tubos de flujo será:

$$Q = N_f \Delta q = N_f k \Delta h$$

Por otra parte:

$$\Delta h = \frac{H}{N_d}$$

siendo H el salto total de niveles piezométricos entre los dos bordes de nivel constante que limitan el problema, luego:

$$Q = k \frac{N_f}{N_d} H$$

con lo que puede estimarse el caudal de transferencia entre bordes.

A partir de los valores de h obtenidos, la red de flujo permite la determinación de la presión intersticial y de la velocidad en el medio poroso. En realidad, en cada cuadrado curvilíneo se obtienen valores discretos promedios de h en vez de una variación continua, como resultaría de la solución analítica. Los valores discretos de h serán tanto más exactos cuanto más pequeña se haya hecho la subdivisión de los elementos de la red. El hecho de que el potencial disminuya a lo largo de cada línea de corriente permite calcular h en cualquier punto. En el origen de la línea de corriente, el nivel piezométrico se determina a partir del plano de referencia elegido. La disminución entre este punto y aquel en el que se pretende hallar los valores de la presión y de la velocidad, se calcula en función del número de saltos de potencial entre ambos puntos y de la pérdida por salto, es decir H/N_d . Una vez que se ha calculado h , los valores de la presión p se deducen inmediatamente a partir del valor de z y de la función de $h = z + p/\gamma_w$.

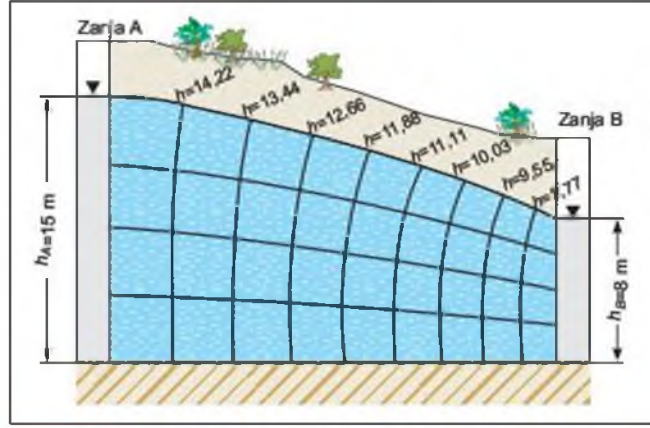


Figura 5.31 Problema de las zanjas. Método de redes de flujo.

El problema propuesto se resuelve a partir de la red de flujo igualmente que por métodos analíticos. En la Figura 5.31 se dibuja la red para el problema de las zanjas. Los dos bordes de nivel constante son fáciles de identificar, pues son los niveles de 15 y 8 m definidos en el problema para las zanjas A y B respectivamente.

El zócalo del acuífero es un borde impermeable y las equipotenciales se ajustarán perpendiculares a él. El aspecto de mayor dificultad es trazar la superficie superior, dado que se trata de un acuífero libre; debe ajustarse entre las alturas de A y B con una forma de parábola suave, típica de acuíferos libres, como se dedujo en el punto anterior. Se dibujan, como se ve en la Figura 5.31, cuatro tubos de flujo del mismo espesor, que van de A a B conservando sus proporciones. Después se van trazando las equipotenciales perpendiculares a bordes y a líneas de flujo y consiguiendo que la red quede cuadrada. Se tienen cuatro tubos de flujo y nueve saltos de nivel cuyos valores están definidos y son la novena parte del salto total H . En consecuencia el caudal de filtración vendrá dado por:

$$Q = k \frac{N_f}{N_d} H = 2 \frac{4}{9} (15 - 8) = 6,22 \text{ m}^3/\text{día}$$

resultado muy parecido al valor obtenido por el método analítico.

Métodos numéricos

Consisten básicamente en discretizar el medio físico en un conjunto definido de intervalos, fijar el lugar y características de las fronteras o contornos del sistema, asignar a cada uno de estos intervalos los niveles piezométricos y parámetros hidrogeológicos que les correspondan y plantear las ecuaciones del flujo también para cada intervalo. Resulta un sistema de ecua-

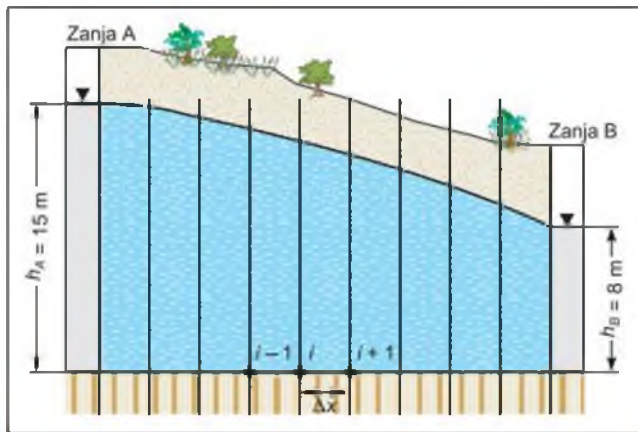


Figura 5.32 Problema de las zanjas. Método numérico.

ciones con tantas ecuaciones e incógnitas como intervalos, que se resuelve por ordenador. La solución de este sistema de ecuaciones son los niveles piezométricos en cada intervalo discreto.

En la Figura 5.32 se consideran igualmente dos zanjas completamente penetrantes en un acuífero libre. El espacio físico existente entre las dos zanjas A y B, de longitud L , se divide en intervalos iguales de ancho Δx , tal que $(n - 1) \Delta x = L$.

Cada banda de ancho x tendrá un nodo de control a derecha e izquierda, de tal modo que existirán n nodos. Cada nodo genérico i tendrá un nivel piezométrico representativo h_i y una permeabilidad media k_i . Como se ha indicado anteriormente, el caudal que pasa por un punto x genérico para 1 m de longitud de zanja A $= h \cdot 1$ es:

$$Q = kA \frac{dh}{dx}$$

$$Q = kh \frac{dh}{dx} \quad ; \quad \frac{Q}{k} dx = h dh$$

Integrando entre $i - 1$ e i :

$$\frac{Q}{k_{i-1}} \int_{x_{i-1}}^{x_i} dx = \int_{h_{i-1}}^{h_i} h dh \quad ; \quad \frac{Q}{k_{i-1}} [x_i - x_{i-1}]_{x_{i-1}}^{x_i} = \left[\frac{h^2}{2} \right]_{h_{i-1}}^{h_i}$$

$$\frac{Q}{k_{i-1}} x = \frac{h_i^2}{2} - \frac{h_{i-1}^2}{2}$$

$$\frac{2Qx}{k_{i-1}} = h_i^2 - h_{i-1}^2$$

Análogamente integrando entre i e $i + 1$:

$$\frac{2Qx}{k_i} = h_{i+1}^2 - h_i^2$$

Eliminando Q y x por cociente entre ambas ecuaciones:

$$\frac{\frac{2Qx}{k_{i-1}}}{\frac{2Qx}{k_i}} = \frac{h_i^2 - h_{i-1}^2}{h_{i+1}^2 - h_i^2} \quad ; \quad \frac{k_i}{k_{i-1}} = \frac{h_i^2 - h_{i-1}^2}{h_{i+1}^2 - h_i^2}$$

siendo:

$$B_i = \frac{k_i}{k_{i-1}} \Rightarrow B_i h_{i+1}^2 - B_i h_i^2 - h_i^2 + h_{i-1}^2 = 0$$

$$h_{i-1}^2 - (B_i + 1)h_i^2 + B_i h_{i+1}^2 = 0$$

Esta ecuación representa un sistema de $n - 2$ ecuaciones lineales, al hacer variar la i entre $i = 2$ e $i = n - 1$. Existen $n - 2$ incógnitas, dado que $h_1 = h_A$ y $h_n = h_B$, que son los niveles en las zanjas A y B conocidos. El sistema de ecuaciones es el siguiente:

$$i = 2: h_1^2 - (B_2 + 1)h_2^2 + B_2 h_3^2 = 0$$

$$i = 3: h_2^2 - (B_3 + 1)h_3^2 + B_3 h_4^2 = 0$$

$$i = 4: h_3^2 - (B_4 + 1)h_4^2 + B_4 h_5^2 = 0$$

.....
.....

$$i = n - 2: h_{n-3}^2 - (B_{n-2} + 1)h_{n-2}^2 + B_{n-2} h_{n-1}^2 = 0$$

$$i = n - 1: h_{n-2}^2 - (B_{n-1} + 1)h_{n-1}^2 + B_{n-1} h_n^2 = 0$$

La solución del sistema permitiría conocer los niveles en cada nodo, que sería una aproximación numérica a la ecuación de la superficie piezométrica.

El sistema expuesto no es lineal, y por ello se hace más complicada su resolución. Se suele acudir a un algoritmo iterativo basado en el comportamiento real de los acuíferos libres en problemas hidrodinámicos. En efecto, en los acuíferos libres el área de paso del flujo varía con el espesor saturado puntual, y éste varía con el nivel piezométrico. Al variar el espesor saturado, varía la transmisividad para el mismo valor de la permeabilidad. El método consiste en dar iteraciones al modelo configurado para acuífero confinado, que es lineal y sencillo de cálculo, con las transmisividades modificadas en función de los niveles obtenidos al final de cada iteración. Esto permite que en cada iteración los espesores reales que se introducen configuren el sistema como un acuífero libre. Cuando los resultados entre dos iteraciones sucesivas cumplen un criterio de error, se da por terminada la simulación, dando como resultado los últimos niveles calculados. En definitiva, lo único que se requeriría como modificación, sería igualar los espesores de celda a los niveles piezométricos medios de los dos nodos adyacentes después de cada iteración. De otra parte no tiene sentido hablar de espesores de acuífero en funcionamiento.

to como libre, pues dependen del nivel piezométrico. Por ello para tratar espesores variables hay que deducirlos de la diferencia entre los niveles piezométricos y la cota del fondo (variable) del acuífero.

El problema ejemplo propuesto se trata con el modelo «Zanja 1», realizado a tal efecto, y se obtienen los siguientes resultados:

Valores iniciales de simulación	Valores de niveles simulados	
	Nodo	Nivel piezométrico simulado (m)
Número total de nodos = 10	1	15
Permeabilidad general = 2 m/día	2	14,42941
Espesor general = 15 m	3	13,83626
Nivel $h_A = 15$ m	4	13,21767
Nivel $h_B = 8$ m	5	12,57014
	6	11,88925
	7	11,16937
	8	10,4031
	9	9,580376
	10	8

Se puede observar que los niveles simulados reproducen con aceptable exactitud la ecuación de la superficie piezométrica obtenida por métodos analíticos; además, si se desean obtener los caudales de paso se puede aplicar Darcy entre nodos y deducir la media. En este caso se obtiene:

$$Q = 6,19 \text{ m}^3/\text{día}$$

que es el mismo valor que el obtenido por métodos analíticos.

Debe indicarse que en este caso sólo se han tomado 10 nodos, y ello trae como consecuencia algún desajuste en las soluciones, principalmente en los nodos próximos a la zanja B. Mayor aproximación se consigue simulando un mayor número de nodos y con criterios de error más exigentes.

Aparentemente este método resulta más difícil y lento, sin embargo existen modelos informáticos de fácil configuración del medio físico y uso, que permiten simular todo tipo de opciones. Debe destacarse en este sentido el modelo «Modflow», disponible en Internet en su versión básica.

5.6

Propiedades químicas del agua

La calidad química del agua subterránea y los procesos de contaminación tienen una incidencia significativa en muchos problemas relacionados con la ingeniería geológica. Unas veces son los diversos procesos físico-químicos que se desarrollan entre el agua subterránea y su medio soporte, tanto si este medio es natural (formaciones geológicas) como si es constructivo (rellenos compactados, cimentaciones, muros pantalla, etc.). En otras ocasiones la ingeniería geológica debe analizar y paliar problemas de contaminación en sí, ligados a estudios de medio ambiente o a obras de instalaciones de vertidos potencialmente contaminantes.

En este apartado se pretende, a modo de guía, sintetizar los procesos ligados a la calidad y contaminación de las aguas subterráneas, sus fenómenos modificadores, la influencia de las actividades antrópicas y los mecanismos de introducción y propagación de contaminantes.

Calidad química de las aguas subterráneas

La calidad química natural de las aguas subterráneas está condicionada por su origen y por los procesos físico-químicos naturales que se desarrollan en sus diversos recorridos. Generalmente el origen del agua subterránea es la infiltración de agua de lluvia, y ésta contiene gases y algunos iones que se encuentran disueltos en la atmósfera. Según se inicia la infiltración del agua ésta empieza a mineralizarse. Existe una estrecha relación entre la litología de un acuífero y la mineralización de las aguas subterráneas. En el caso de acuíferos constituidos por rocas sedimentarias la mineralización de las aguas depende de los factores del Cuadro 5.2.

Los principales constituyentes del agua subterránea son:

Factores de mineralización del agua en acuíferos de rocas sedimentarias

Factores litológicos	Factores del agua	Factores del sistema roca/agua	Factores externos
<ul style="list-style-type: none"> — Superficie de contacto roca/agua. — Granulometría. — Fases sólidas solubles. — Agua intersticial y ocluida. 	<ul style="list-style-type: none"> — pH. — Eh. — Déficit de saturación. — Presión de vapor de gases disueltos. 	<ul style="list-style-type: none"> — Permeabilidad. — Longitud del recorrido y tiempo de contacto. — Régimen de circulación. — Cambio iónico, difusión y adsorción. 	<ul style="list-style-type: none"> — Temperatura. — Presión. — Actividad biológica.

- mayoritarios: HCO_3^- , SO_4^{2-} , Cl^- , NO_3^- , Na^+ , K^+ , Ca^{2+} , Mg^{2+} , CO_2 , O_2 y SiO_2
- minoritarios: NO_2^- , PO_4^{3-} , BO_3^- , F^- , S^{2-} , Br^- , I^- , NH_4^+ , Fe^{2+} , Mn^{2+} , Li^+ , Sr^{2+} , Zn^{2+}
- elementos traza: Al^{3+} , Ti^{4+} , Co^{2+} , Cu^{2+} , Pb^{2+} , Ni^{2+} , Cr^{3+} .

A veces puede existir materia orgánica debido al arrastre de sustancias orgánicas en el agua de infiltración.

La calidad natural del agua es, en general, muy variada; así se encuentran en algunos acuíferos aguas muy puras, con contenidos iónicos muy bajos del orden de 3 meq/l, y otras en las que la disolución de sales ha sido muy importante y alcanzan contenidos iónicos de 20 o 30 meq/l.

En líneas generales las aguas subterráneas están mejor protegidas frente a la posible contaminación que las aguas superficiales, pero una vez se ha incorporado el contaminante al flujo subterráneo es muy difícil y costoso detectar su presencia y, por tanto, poner en marcha medidas para detenerlo antes de que afecte a pozos y sondeos de explotación. Para llevar a cabo una planificación y control es preciso conocer los recorridos de los contaminantes en base a los condicionantes geológicos, hidrogeológicos y químicos.

Procesos físico-químicos. Interacción agua-acuífero

Las aguas subterráneas se mueven desde una zona de recarga, por la que se produce la infiltración del agua de lluvia, hasta una zona de descarga, por la que salen del acuífero. Los procesos de transporte del contaminante difieren de la zona no saturada a la zona saturada. En ambos casos depende del movimiento del agua. En zona no saturada el movimiento del agua, y por tanto del contaminante, es vertical hacia la superficie freática, mientras que en la zona saturada el mo-

vimiento del agua es preferentemente horizontal, o en cualquier caso está condicionado por los gradientes piezométricos en el acuífero.

Una vez el contaminante ha alcanzado el flujo subterráneo se mueve en el mismo sentido y a la misma velocidad que éste, produciéndose mecanismos de dispersión y dilución.

Cuando el contaminante alcanza el suelo comienza el mecanismo de infiltración y se producen una serie de cambios físicos y químicos. Estos cambios están íntimamente ligados con la litología del terreno, el espesor de la zona no saturada y el tiempo de permanencia en el acuífero. Entre estos cambios cabe mencionar los fenómenos de superficie, la precipitación-disolución y la oxidación-reducción. La lentitud con que se mueve el agua subterránea hace que la contaminación de acuíferos también sea lenta, pero además, dependiendo de las condiciones del medio y de los contaminantes, se producen unos procesos que inciden en la lentitud e incluso atenuación del contaminante. Los procesos más frecuentes se describen a continuación.

■ **PROCESOS FÍSICOS**

- **Filtración mecánica:** se ejerce sobre las partículas en suspensión tales como arenas, limos, arcillas, algas, microorganismos etc.; la filtración es más efectiva cuanto menor es el tamaño medio de los poros y más uniforme su distribución.

■ **PROCESOS QUÍMICOS**

- **Fenómenos de superficie:** los más importantes son los cambios iónicos y la adsorción molecular, que dependen de la naturaleza coloidal, arcillas inorgánicas y sustancias orgánicas como el humus. La **adsorción molecular** es el principal mecanismo para retener del agua compuestos orgánicos sintéticos, metales pesados, aniones como el ortofosfato, cationes como el amonio y potasio, etc. Otros fenómenos de su-

perficie pueden establecer, con relación a la volatilidad de algunas sustancias, grado de acidez, metales pesados, materia orgánica, etc.

- **Intercambio iónico:** consiste en la precipitación de óxidos de hierro y manganeso junto con la formación continuada de lodos bacterianos alrededor de la superficie de gravas y grietas. Generalmente se produce en la zona de tránsito de un medio reductor a un medio oxidante. Este proceso permite mantener la capacidad sorbente (de retención) del terreno, pero implica una disminución de la permeabilidad del mismo.
- **Neutralización:** son las reacciones de ácido base, y por tanto es importante en residuos muy ácidos o muy básicos.
- **Precipitación-disolución:** directamente relacionada con el grado de saturación y las constantes de equilibrio. La precipitación afecta principalmente al Fe^{2+} y Mn^{2+} originado en procesos aeróbicos y que posteriormente se halla disuelto en el agua. Se produce debido a la oxidación a pH entre 6 y 8 de los iones anteriormente mencionados. Se forman los compuestos $\text{Fe}(\text{OH})^3$ y $\text{Mn}(\text{OH})^3$ que son insolubles. La precipitación de estos compuestos arrastra por coprecipitación muchos iones metálicos como el Cu, Pb, Zn, As, W, V y F^- . El calcio, el magnesio, el bicarbonato y los sulfatos pueden sufrir este proceso. Algunos constituyentes traza como arsénico, boro, cadmio, cianuro, hierro, plomo, mercurio, etc., tienen una gran capacidad para este tipo de proceso.
- **Oxidación-reducción:** se produce principalmente durante el proceso de infiltración en el medio no saturado y juegan un papel muy importante las bacterias y otros microorganismos existentes en el terreno. Este mecanismo es importante en la atenuación de la contaminación por productos orgánicos y nitrogenados, que al oxidarse producen CO_2 y NO_3^- respectivamente. Sin embargo, con escasez o ausencia de oxígeno, se pueden producir procesos anaeróbicos en los que se forman CO_2 , CH_4 , SH_2 , S, Fe^{2+} , Mn^{2+} , NH_4^+ , N_2 y NO_2^- , por la reducción de NO_3^- , SO_4^{2-} , y compuestos de hierro y manganeso existentes en el suelo. Esto da lugar a un tipo de contaminación que generalmente se detecta por el mal olor y presencia de color.
- **Adsorción-desorción:** los elementos adsorbidos pueden volver a solución cuando se ponen en contacto con aguas de menor concentración en estos elementos.
- **Capacidad de retención del suelo:** es la propiedad que tiene éste para disminuir, de forma temporal o permanente, la velocidad de circula-

ción de contaminantes. Se produce principalmente cuando son moléculas complejas y de gran tamaño. El terreno tiene una determinada capacidad de retención frente a unas condiciones y por tanto, si los compuestos retenidos no se descomponen por otras acciones, a partir de la capacidad máxima de retención se paraliza este proceso. La retención implica un mayor tiempo de permanencia y ello permite que se puedan producir otros procesos.

- **Procesos de dilución:** están muy ligados a la forma de producirse contaminación y es menos importante cuando la contaminación es puntual que cuando es extensiva.

Contaminación y contaminantes de las aguas subterráneas

La contaminación del agua subterránea es el deterioro de su calidad natural debido a actividades o acciones antrópicas que la inutilizan para el uso a que se destinaba o podría destinarse. Estas actividades dan nombre al tipo de contaminación; así, se habla de contaminación urbana, agrícola, ganadera, industrial, por sobrebombeo, etc. Por otro lado, se habla de contaminación puntual o extensiva en función del área afectada, siendo generalmente de origen urbano, industrial o ganadero en el primer caso y agrícola en el segundo. Como ya se ha indicado, las aguas subterráneas están mejor protegidas frente a la contaminación que las aguas superficiales, pero una vez incorporado el contaminante al flujo es difícil detenerlo antes de que afecte a pozos y sondeos.

La contaminación de las aguas subterráneas se produce cuando los productos residuales de las diferentes actividades alcanzan el acuífero, provocando la presencia o el aumento de determinadas sustancias características de cada una de estas actividades. Estas sustancias, que ponen de manifiesto la existencia de contaminación bien por su presencia, concentración o la combinación de ambas, se denominan **índices de contaminación**.

Los contaminantes de las aguas subterráneas son muy variados y de muy diversos orígenes, en general son todas aquellas sustancias que por diversas acciones se incorporan al flujo subterráneo provocando un deterioro del agua para el uso a que se destina o podría ser destinada.

Los **contaminantes químicos** incluyen una variada gama de iones y sustancias químicas tales como los iones normales presentes en las aguas pero en cantidades superiores a las debidas a su origen natural, y compuestos que no tienen a su origen natural en las aguas.

Además hay que mencionar los iones amonio y nitrito, que proceden de la oxidación de la materia orgánica, y si bien aún en aguas contaminadas a veces no se detectan en cantidades significativas debido a su inestabilidad, cuando se detectan indican además que el foco contaminante está próximo.

Los metales pesados, que a veces se detectan en el agua en concentraciones traza, aumentan su contenido como consecuencia de la incidencia de actividades industriales. Algunos son muy peligrosos como el plomo, que es acumulativo, y el cromo hexavalente, que además de tóxico es muy persistente. Entre los contaminantes químicos se incluyen los compuestos tóxicos y peligrosos, tales como los cianuros, los detergentes, las grasas, los pesticidas, etc.

Los **contaminantes biológicos** incluyen fundamentalmente las bacterias y los virus, pero generalmente sus efectos se disminuyen debido al poder depurador del suelo y el subsuelo.

Los **contaminantes radioactivos** no son frecuentes debido al alto control de las sustancias radioactivas. De los seis radionucleidos de mayor toxicidad, movilidad y período radioactivo (H-3, Sr-90, I-129, Cs-137, Ra-226 y Pu-239), cinco se producen en procesos de generación de energía nuclear y, si el almacenamiento es inadecuado, pueden llegar a introducirse en los acuíferos.

Actividades antrópicas

Las actividades y acciones antrópicas que pueden deteriorar el medio hídrico son las urbanas, agrícolas, ganaderas o industriales. Dicho deterioro depende de las características de los residuos, del lugar, forma, intensidad y duración del vertido, y de las peculiaridades del medio receptor.

■ ACTIVIDADES URBANAS

Se entiende como actividad urbana toda aquella que resulta como consecuencia de un asentamiento poblacional. El número de actividades urbanas es muy variado en función del tipo de población.

A grandes rasgos, se producen dos tipos de residuos: los líquidos urbanos o aguas residuales y los sólidos urbanos o basuras.

Los **residuos líquidos urbanos** o aguas residuales son los retornos del agua de consumo en actividades urbanas, y generalmente incluyen aguas residuales domésticas, aguas de limpieza vial y aguas residuales de industrias. La composición de estos residuos varía de unos lugares a otros incluso a lo largo del año y

del día, pero en general se caracteriza por la presencia de sales disueltas, materia orgánica, causante del color y olor, sólidos en suspensión, y microorganismos. Además, hay que tener en cuenta la posible presencia de metales pesados o sustancias «extrañas» procedentes de industrias conectadas a la red de alcantarillado.

Una de las actuaciones más usuales es verterlos a un curso de agua superficial donde la incidencia que pueden tener sobre las aguas subterráneas depende del grado de dilución y de la relación río-acuífero. En zonas costeras, con frecuencia se vierten al mar directamente o mediante un emisario submarino. Otra manera de eliminar estos residuos consiste en verterlos sobre el terreno, aprovechando la capacidad de depuración del suelo, bien para regar o para recargar el acuífero.

Los **residuos sólidos urbanos** están formados generalmente por basuras domésticas, residuos de la limpieza vial, etc. Estos residuos pueden ser incinerados, reciclados para fabricación de compost o acumulados en un vertedero. En este último caso se forma un líquido residual o **lixiviado** debido a la compactación propia de los residuos y a la precipitación. Este lixiviado tiene una composición muy variada, ya que depende de la composición de las basuras, que también es muy variada de unos países a otros, dentro de una misma ciudad e incluso de unos barrios a otros. La composición del lixiviado tiene altos valores de demanda química y bioquímica de oxígeno. También son elevados los contenidos en sólidos disueltos y las concentraciones de cloruros, sulfatos, bicarbonatos, sodio, potasio, calcio y magnesio. En muchas ocasiones el lixiviado se encuentra en un medio reductor, por lo que suele contener además de amonio, hierro, manganeso y cinc. También puede contener productos más peligrosos si se vierten residuos sólidos industriales procedentes de las industrias en los cascos urbanos.

Un agua subterránea que sufre una contaminación debida a un vertedero de residuos sólidos urbanos reflejará un aumento de la mineralización y temperatura con presencia de color, olor desagradable y altos contenidos en NH_4^+ , DQO y DBO_5 , con presencia de Fe^{++} y ausencia de NO_3^- .

■ ACTIVIDADES INDUSTRIALES

Son todas aquellas acciones encaminadas a la producción o fabricación de materias primas o productos utilizados por el hombre, ya sea para su bienestar propio o para el desarrollo de actividades.

La industria puede producir residuos sólidos y líquidos, siendo éstos últimos mucho más frecuentes. A veces los humos son vertidos a la atmósfera y constituyen un riesgo de segundo orden para el medio hídrico.

Las sustancias que aportan son tanto inorgánicas como orgánicas. Entre las primeras se deben citar los metales pesados, peligrosos por su toxicidad, altas concentraciones en sólidos disueltos y ácidos y álcalis que proporcionan acidez y causticidad.

Las sustancias orgánicas presentes en residuos industriales son muy variadas. Cabe citar los derivados del petróleo y carbón, sustancias orgánicas sintéticas tales como fenoles, detergentes, yesos, aceites, etc., sustancias orgánicas naturales como azúcares, productos lácteos, destilerías, etc.

La principal causa de este tipo de contaminación la constituye la eliminación de residuos y, especialmente, los líquidos. Éstos son eliminados, con un mayor o menor grado de depuración o incluso sin depurar, a cauces públicos, vertidos sobre el terreno o inyectados directamente en el acuífero. También pueden ser causa de contaminación las fugas en almacenamientos y redes de conducción, y los accidentes en el transporte de sustancias peligrosas.

Los residuos sólidos se vierten junto con los residuos sólidos urbanos tras ser acumulados sobre el terreno en las inmediaciones de las fábricas. A veces, dependiendo del tipo de residuo, se vierten en vertederos controlados de residuos tóxicos y peligrosos.

■ ACCIONES SOBRE EL AGUA

El hombre ejerce dos tipos de acciones sobre el agua que de una manera involuntaria pueden provocar el deterioro de la calidad de las mismas. Son las derivadas de la explotación y de la recarga.

La recarga consiste en inyectar un determinado volumen de agua en el acuífero a través de pozos de inyección. En ocasiones se trata de aguas residuales; la depuración de dichas aguas y la ubicación de la inyección pueden deteriorar la calidad. Sin embargo, a veces la recarga se utiliza como medida correctora inyectando aguas de mejor calidad y modificando el flujo.

Mecanismos de introducción y propagación de la contaminación

Cuando un acuífero se contamina es debido a la introducción y propagación de sustancias o iones que, en cantidades superiores a las deseables, provocan el deterioro de la calidad del agua. La manera de introducirse estos agentes en los acuíferos puede ser muy variada, pero generalmente se reduce a las siguientes formas:

■ DESDE LA SUPERFICIE DEL TERRENO

Se produce en las siguientes situaciones:

- Vertido voluntario sobre el terreno.
- Fugas en conducciones e instalaciones superficiales.
- Fugas por accidentes industriales.
- Accidentes en el transporte de sustancias.
- Por descuidos durante la carga y descarga.

El mecanismo de contaminación es el arrastre de contaminantes desde la superficie del terreno, y el movimiento de éstos depende del movimiento del agua.

La naturaleza litológica del terreno y su espesor juegan un papel muy importante en la propagación de la contaminación pudiendo actuar éste como un filtro físico en el que se retienen sólidos en suspensión y microorganismos, que juegan un papel muy importante en los procesos físico-químicos que se desarrollan en la zona no saturada. El efecto de filtro no existe cuando la litología de la zona no saturada es cársica.

■ DESDE LA ZONA NO SATURADA

Se produce en las siguientes situaciones:

- Fugas del alcantarillado industrial.
- Fugas en tuberías y tanques enterrados.
- Inyección de residuos en el terreno.

Los mecanismos de propagación a partir de la zona no saturada son similares a cuando el contaminante se ha vertido sobre el suelo, pero las distancias a la zona saturada pueden disminuir notablemente.

■ DESDE LA ZONA SATURADA

El caso de los pozos de inyección es un mecanismo más rápido de contaminar el acuífero, ya que se introduce directamente en él sin ningún tipo de depuración. El hecho de introducir los contaminantes a presión provoca una dispersión del contaminante en un radio del pozo, tanto aguas arriba como aguas abajo.

■ A PARTIR DE OTRAS AGUAS CONECTADAS HIDRÁULICAS CON EL ACUÍFERO

Se producen fundamentalmente cuando están conectados hidráulicamente un río contaminado y un acuífero, y éste drena al río.

Bibliografía recomendada

- Custodio, E. y Llamas, M. R. (1996). Varios autores. Hidrología subterránea. Tomo I, 2.ª Ed. Omega, Barcelona.
- Villanueva, M. e Iglesias, A. (1984). Pozos y acuíferos. Técnicas de evaluación mediante ensayos de bombeo. ITGE.

Referencias bibliográficas

- Castany, G. (1971). Tratado práctico de las aguas subterráneas. Ediciones Omega, Barcelona.
- Custodio, E. y Llamas, M. R. (1996). Varios autores. Hidrología subterránea. Tomos I y II, 2.ª Ed. Omega, Barcelona.
- Darcy, H. (1856). Les fontaines publiques de la ville de Dijon. V. Dalmont, Paris.
- Dupuit, J. (1863). Etudes théoriques et pratiques sur le mouvement des eaux dans les canaux découverts et á travers les terrains perméables. 2éme édition. Dunod, Paris.
- Iglesias López, A. (1986). La interpretación de los ensayos de bombeo en los pozos del terciario detrítico de Madrid. Jornadas sobre la explotación de las aguas subterráneas en la Comunidad de Madrid. PIAM, n.º 13. Comunidad de Madrid, Canal de Isabel II, pp. 185-207.
- McDonald, G. M. y Harbaugh, W. A. (1984). A modular three-dimensional finite-difference groundwater flow model. U. S. Geological Survey. National Centre. Reston, Virginia.
- Theis, C. V. (1935). The relation between the lowering of the piezometric surface and the rate and duration of discharge of a well using groundwater storage. Amer. Geophys. Union., vol. 16, pp. 519-524.
- Thiem, G. (1906). Hydrologische methoden. Gebhardt, Leipzig.
- Todd, K. (1959). Groundwater hydrology. John Wiley & Sons, New York.



CAPÍTULO 6

INVESTIGACIONES *IN SITU*

CONTENIDO

1. Diseño y planificación de las investigaciones *in situ*
2. Estudios previos
3. Sondeos geotécnicos y calicatas
4. Prospección geofísica
5. Ensayos *in situ*
6. Instrumentación geotécnica
7. Resumen



6.1

Diseño y planificación de las investigaciones *in situ*

Objetivos e importancia

Las investigaciones *in situ* constituyen la parte esencial de los estudios geológico-geotécnicos necesarios

para el proyecto y construcción de una obra de ingeniería. De ellos se obtienen los parámetros y propiedades que definen las condiciones del terreno en donde se realizarán los proyectos constructivos, cimentaciones, excavaciones, túneles, etc. (Figura 6.1).



Toma de datos estructurales



Medida de deformaciones en rocas salinas

1. Determinar las condiciones geológicas de la zona de trabajo.

- Tipo y características de los materiales geológicos.
- Características de los macizos rocosos.
- Orientación y características de las discontinuidades.

3. Cuantificar los datos y parámetros del terreno necesarios para el diseño de la obra.

- Propiedades resistentes y deformacionales de los suelos, matriz rocosa y macizo rocoso.
- Datos para clasificaciones geomecánicas.

2. Conocer los problemas geológicos que pueden afectar a la construcción.

- Filtraciones importantes.
- Zonas tectonizadas, estructuras singulares y cavidades.
- Estados tensionales anisótropos.
- Terrenos blandos y expansivos.
- Rocas agresivas o reactivas.
- Rocas abrasivas y duras.

4. Aportar criterios para el diseño



Sondeo geotécnico profundo



Estabilización de un talud con bulones y muro anclado

(Fotos L. González de Vallejo)

Figura 6.1 Finalidad de las investigaciones geológico-geotécnicas.

Los resultados de las investigaciones *in situ* representan un punto crítico para la estimación del coste de un proyecto constructivo. Una parte sustancial, frecuentemente más de la mitad, de los incrementos de coste en obras públicas se debe a la insuficiencia de investigaciones en los estudios geológico-geotécnicos, estimándose que al menos un tercio de los proyectos sufren demoras por esta causa (Tyrrell et al, 1983), destacando la inadecuada planificación de las investigaciones geotécnicas y la incorrecta interpretación de las mismas. Por otro lado, existe una predisposición a considerar «no rentable» la inversión en investigaciones *in situ*, dedicándose en general presupuestos insuficientes. De aquí la incertidumbre con que se llega a la construcción y los sobrecostes y demoras en la misma, cumpliéndose la frase «las investigaciones *in situ* siempre se pagan, antes o después».

No hay reglas definidas para estimar cuál debe ser el presupuesto adecuado para investigaciones geotécnicas, ya que cada proyecto tiene sus particularidades, dependiendo no sólo del tipo y magnitud de la obra, sino de la complejidad de las condiciones geológicas en las que se desarrolla y su incidencia durante la construcción. De forma orientativa, para obras importantes el presupuesto debería ser del 15 al 25 % del coste del proyecto, y del orden del 10 % o inferior para proyectos menos importantes. Si la complejidad geológica y su incidencia en la obra es alta los anteriores porcentajes pueden verse superados.

El **objetivo general** de las investigaciones *in situ* es conocer y cuantificar las condiciones del terreno que puedan afectar a la viabilidad, diseño y construcción de una obra o estructura. En función de la dimensión y naturaleza del proyecto, los estudios geoló-

gicos-geotécnicos, y por tanto las investigaciones, deberían alcanzar los siguientes objetivos:

- Establecer la viabilidad del lugar o emplazamiento en función de las condiciones geológicas, geotécnicas y geoambientales.
- Seleccionar los emplazamientos o trazados más favorables bajo las citadas condiciones.
- Identificar los problemas de inestabilidad del terreno y los riesgos geológicos.
- Determinar las propiedades geotécnicas necesarias para el diseño y construcción de las estructuras.

Las investigaciones geotécnicas deben ir en consonancia con las distintas fases de un proyecto:

- **Estudios previos:** definición conceptual del proyecto, estudios informativos y de viabilidad.
- **Anteproyecto:** selección de emplazamientos y trazados, estudio de soluciones y estimación aproximada de costes.
- **Proyecto:** definición detallada de soluciones, diseño, presupuesto, plazos y pliegos de condiciones.
- **Construcción:** verificación del proyecto, control en obra del terreno y tratamientos de mejora del mismo.
- **Explotación:** auscultación y control de la interacción terreno-estructura.

Estas fases se desarrollan en etapas cronológicamente diferenciadas, y permiten programar las investigaciones *in situ* con una secuencia de trabajos cuya intensidad y detalle en la obtención de datos debe ser creciente y complementaria con la fase anterior (Cuadros 6.1 y 6.2).

CUADRO 6.1

Objetivos de los estudios geológico-geotécnicos en función de las fases de un proyecto

Fases del proyecto	Objetivos geológico-geotécnicos
Estudios previos y de viabilidad	<ul style="list-style-type: none"> — Viabilidad geológica. — Identificación de riesgos geológicos. — Condiciones geológico-geotécnicas generales.
Anteproyecto	<ul style="list-style-type: none"> — Selección de emplazamientos y trazados. — Clasificación geotécnica de materiales. — Soluciones geotécnicas aproximadas.
Proyecto	<ul style="list-style-type: none"> — Caracterización geotécnica detallada. — Parámetros geotécnicos para el diseño de estructuras, excavaciones, cimentaciones, etc.
Construcción	<ul style="list-style-type: none"> — Control geotécnico e instrumentación. — Verificación y adaptación del proyecto.
Explotación	<ul style="list-style-type: none"> — Control de la respuesta terreno-estructura. — Auscultación.

Desarrollo de las investigaciones *in situ*

Fases del proyecto	Actividades características	Trabajos de Investigación geológico-geotécnicos
Estudios previos y de viabilidad	Revisión de información	<ul style="list-style-type: none"> — Topografía y relieve. — Hidrología e hidrogeología. — Mapas geológicos regionales. — Historia geológica. — Sismicidad y otros riesgos geológicos.
	Foto-interpretación	<ul style="list-style-type: none"> — Fotografías aéreas y teledetección. — Geomorfología. — Litologías y estructuras. — Riesgos geológicos. — Cartografías geológicas de síntesis.
	Visita y reconocimiento previo de campo	<ul style="list-style-type: none"> — Reconocimiento de suelos y rocas. — Fallas y estructuras. — Datos hidrogeológicos, drenaje. — Geomorfología, estabilidad de laderas, subsidencias, hundimientos, inundaciones, etc. — Problemas geoambientales. — Accesos y situación de investigaciones <i>in situ</i>.
Anteproyecto	Cartografía geológica-geotécnica (escalas 1:5.000-1:10.000)	<ul style="list-style-type: none"> — Litoestratigrafía y estructura. — Geomorfología e hidrogeología. — Clasificación y propiedades de los materiales.
	Datos hidrológicos-hidrogeológicos	<ul style="list-style-type: none"> — Identificación de zonas inundables, kársticas, de encharcamiento, de escorrentía, etc. — Regionales y locales.
	Investigaciones geotécnicas básicas ⁽¹⁾	<ul style="list-style-type: none"> — Sondeos y calicatas. — Prospección geofísica. — Ensayos de laboratorio.
Proyecto	Investigaciones geotécnicas de detalle ⁽²⁾	<ul style="list-style-type: none"> — Sondeos y calicatas. — Prospección geofísica. — Ensayos <i>in situ</i> y ensayos de laboratorio.
	Cartografía geotécnica detalle (escalas 1:500-1:2.000)	<ul style="list-style-type: none"> — Mapas geológicos-geotécnicos de detalle. — Sectorización y propiedades geomecánicas.
Construcción	Seguimiento geotécnico	<ul style="list-style-type: none"> — Planos geotécnicos de obra. — Estabilidad de excavaciones y túneles. — Control de parámetros geotécnicos. — Cimentación de estructuras.
	Instrumentación	<ul style="list-style-type: none"> — Instalación y lectura instrumental. — Ensayos <i>in situ</i>. — Control de calidad.
Explotación	Auscultación	<ul style="list-style-type: none"> — Seguimiento obra-terreno.

⁽¹⁾ Investigaciones básicas: se refieren a sondeos espaciados y ensayos de identificación, principalmente.

⁽²⁾ Investigaciones detalladas: se refieren a sondeos en cada estructura y en toda la zona del proyecto, ensayos *in situ* y ensayos de laboratorio completos.

Planificación de las investigaciones *in situ*

Ante la importancia de las investigaciones *in situ*, tanto desde el punto de vista técnico como económico, resulta esencial planificar adecuadamente las campañas adaptándose a las condiciones y objetivos

del proyecto. Esta tarea es compleja, pues influyen factores muy diferentes en cada caso, no existiendo una norma general sino un diseño específico de las investigaciones para cada proyecto. Los principales factores a considerar en la planificación son los siguientes:

- Objetivos del proyecto; acciones y solicitudes de las estructuras sobre el terreno.
- Información previa disponible.
- Condiciones geológicas regionales y locales.
- Accesos y características fisiográficas de la zona.
- Selección de los métodos de investigación.
- Presupuestos y plazos.

Las campañas de investigación *in situ* deben ser planificadas y supervisadas por especialistas en geotecnia, partiendo de la información disponible, la fotointerpretación de la zona y el reconocimiento previo de campo.

La información y reconocimientos previos aportan los datos que permiten planificar la campaña de investigaciones *in situ*, tales como:

- Descripción geológica general de la zona, trazado o emplazamiento.
- Principales grupos litológicos.
- Geomorfología y aspectos hidrogeológicos generales.
- Previsión de posibles problemas geotécnicos e incertidumbres geológico-geotécnicas.
- Principales propiedades y datos a obtener.
- Condiciones fisiográficas y ambientales para la realización de los trabajos de campo.

En función de los anteriores datos se seleccionarán las distintas técnicas o métodos de investigación, teniendo en cuenta los siguientes criterios:

- Resolución y alcance de los métodos para la obtención de los diferentes parámetros a investigar.
- Limitaciones de los mismos.
- Relación beneficio-coste de las técnicas de investigación a emplear.

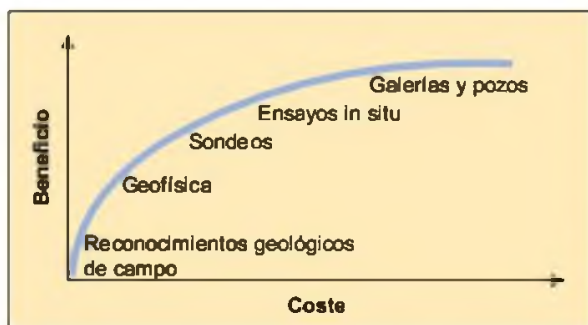
En la Figura 6.2 se muestra la relación entre el resultado del método, o beneficio, y el coste. Las técnicas de geología de superficie y los reconocimientos de campo son los que presentan mayores índices de beneficio-coste. Los trabajos geológicos de campo no sólo son altamente «rentables» sino imprescindibles para determinar tanto los métodos de investigación como sus características. En el Cuadro 6.3 se muestran algunas relaciones entre los factores geológicos y las investigaciones *in situ*.

Otros aspectos a tener en cuenta son la situación de las investigaciones, su número y profundidad. Éstas deben estar situadas en lugares de máxima representatividad geológica o geotécnica; el número y profundidad de las investigaciones dependerá tanto de la fase de investigación en la que se encuentre el proyecto como del alcance del método y de la extensión de la zona afectada por la obra. Se elegirán métodos complementarios entre sí, de forma que permitan la correlación entre los parámetros obtenidos. Estas cuestiones se tratan en las distintas aplicaciones incluidas en la Parte II.

El desarrollo de las campañas de investigación debe obedecer a un compromiso entre los objetivos técnicos, los presupuestos y los plazos. Por ello, es importante tener en cuenta los aspectos logísticos como los accesos, la climatología durante las campañas, etc.

Como conclusión y resumen de lo expuesto, el diseño de las investigaciones *in situ* constituye un «arte» que requiere buen criterio y experiencia junto con las siguientes condiciones:

- Planificación adecuada.
- Métodos de investigación apropiados.
- Datos representativos y fiables.
- Resultados relevantes.
- Informes claramente expuestos.



Relación coste-beneficio (De Freitas, 1992)

Actividad	Coste (C)	Beneficio (B)	B/C
Revisión de información	Bajo	Muy alto	2,7
Reconocimiento de campo	Bajo a medio	Muy alto	2,7 a 1,6
Ensayos de laboratorio	Bajo a medio	Alto a bajo	2,3 a 0,6
Investigaciones <i>in situ</i> preliminares (anteproyecto)	Medio a alto	Alto a bajo	1,4 a 0,4
Investigaciones <i>in situ</i> (proyecto)	Alto	Alto	1,0

Índices de coste-beneficio (Fookes, 1997)

Figura 6.2 Relaciones coste-beneficio en investigaciones *in situ*.

Influencia del medio geológico y del relieve en la planificación de las investigaciones *in situ*

Factores geológicos y geomorfológicos	Características predominantes	Influencia en las investigaciones <i>in situ</i>
Rocas sedimentarias y metamórficas de origen sedimentario	<ul style="list-style-type: none"> — Formaciones relativamente uniformes en áreas extensas. — Estructuras bien definidas y estratificadas. — Las rocas de origen marino son más uniformes y continuas que las de origen continental. 	<ul style="list-style-type: none"> — Mayor fiabilidad en la extrapolación e interpretación geológica. — Menor número relativo de prospecciones. — Mayor utilidad de los sondeos.
Rocas ígneas extrusivas	<ul style="list-style-type: none"> — Estructuras estratiformes. — Gran heterogeneidad y anisotropía litológica. 	<ul style="list-style-type: none"> — Necesidad de mayor número de sondeos. — Dificil interpretación de las técnicas geofísicas.
Rocas ígneas intrusivas	<ul style="list-style-type: none"> — Gran variación tanto litológica como geométrica de los cuerpos intrusivos. 	<ul style="list-style-type: none"> — Mayor dificultad en la extrapolación geológica. — Dificil delimitación geométrica de los cuerpos intrusivos. — Buena utilidad de la geofísica.
Estructuras tectónicas	<ul style="list-style-type: none"> — Gran continuidad. — Materiales blandos de relleno. — Anisotropías a cada lado de la estructura. 	<ul style="list-style-type: none"> — Gran utilidad de los métodos de geología estructural y cartografía geológica. — Necesidad de sondeos y geofísica.
Relieve bajo	<ul style="list-style-type: none"> — Predominio de medios aluviales, suelos, rocas blandas. — Mal drenaje. 	<ul style="list-style-type: none"> — Bajo coste relativo de los sondeos. — Buena utilidad de la geofísica.
Relieve moderado a alto	<ul style="list-style-type: none"> — Control litológico-estructural del relieve. — Rocas, suelos, depósitos coluviales y aluviales. 	<ul style="list-style-type: none"> — Alto coste de los sondeos. — Importancia de los accesos en la planificación.
Relieve accidentado y escarpado	<ul style="list-style-type: none"> — Rocas duras. — Alto control litoestructural del relieve. — Depósitos coluviales e inestabilidad de laderas. 	<ul style="list-style-type: none"> — Condiciones adversas para investigaciones <i>in situ</i>. Accesos difíciles. — Alto coste de sondeos. — Limitaciones climáticas. — Gran utilidad de la fotointerpretación y geología de superficie.

6.2

Estudios previos

Los estudios previos tienen como objetivo el conocimiento geológico-geotécnico general de la zona o emplazamiento en donde se va a situar el proyecto. Gran parte de estos estudios se basan en la revisión de la información disponible, la fotointerpretación y en el reconocimiento geológico-geotécnico de campo. A partir de los estudios previos se planifican las investigaciones *in situ* y se valoran los factores geológicos, incluyendo los riesgos, que puedan condicionar la viabilidad del proyecto.

Revisión de información y antecedentes

Antes de iniciar los trabajos de campo se debe proceder a revisar cuanta información significativa esté dis-

ponible en relación al proyecto y la zona donde se emplazará la obra. Esta tarea consiste en la revisión de bibliografía, publicaciones e informes, tanto sobre el proyecto como del emplazamiento, de mapas geológicos y de otro tipo y de fotografías aéreas. Es igualmente relevante la consulta de documentos e informes sobre otros proyectos realizados en la zona, como carreteras, obras hidráulicas, etc. La información a consultar se describe en el Cuadro 6.4.

En España existen, a nivel nacional, los mapas geológicos a escala 1:50.000 y 1:25.000 del IGME, los mapas topográficos a escala 1:50.000 y 1:25.000 del SGE y del IGN, y los mapas hidrogeológicos y de orientación al vertido de residuos sólidos urbanos a escala 1:50.000 del IGME. Existen, además, diversas colecciones de mapas geológicos y topográficos rea-

Información a consultar durante la fase de estudios previos

Materia	Documentación	Fuentes de Información en España
Topografía	<ul style="list-style-type: none"> — Mapas topográficos. — Fotografías aéreas. 	<ul style="list-style-type: none"> — Instituto Geográfico Nacional (IGN). — Servicio Geográfico del Ejército (SGE). — Comunidades Autónomas. — Instituto Hidrográfico de la Marina.
Fotointerpretación y teledetección	<ul style="list-style-type: none"> — Fotografías aéreas. — Imágenes de satélite. 	<ul style="list-style-type: none"> — IGN. — SGE. — IRYDA. — Comunidades Autónomas. — Ayuntamientos.
Geología	<ul style="list-style-type: none"> — Mapas geológicos. — Informes y memorias geológicas. — Fotografías aéreas. — Mapas edafológicos. 	<ul style="list-style-type: none"> — Instituto Geológico y Minero de España (IGME). — Universidades y centros de investigación. — Comunidades Autónomas.
Problemas geotécnicos	<ul style="list-style-type: none"> — Publicaciones geotécnicas. — Informes geotécnicos. — Mapas geotécnicos. 	<ul style="list-style-type: none"> — Ministerio de Fomento. — Ministerio de Medioambiente. — Confederaciones Hidrográficas. — IGME y CEDEX. — Universidades y centros de investigación.
Hidrogeología e hidrología	<ul style="list-style-type: none"> — Mapas hidrogeológicos. — Mapas topográficos. — Fotografías aéreas. — Datos de pozos y sondeos. — Informes hidrogeológicos. — Mapas de riesgo de inundaciones. 	<ul style="list-style-type: none"> — IGME. — Ministerio de Medioambiente. — Confederaciones Hidrográficas. — Comunidades Autónomas. — Universidades y centros de investigación.
Datos meteorológicos	<ul style="list-style-type: none"> — Registros pluviométricos y de temperaturas. 	<ul style="list-style-type: none"> — Instituto Nacional de Meteorología.
Datos sísmicos	<ul style="list-style-type: none"> — Datos de terremotos y normas sismoresistentes. 	<ul style="list-style-type: none"> — IGN.
Minería y canteras	<ul style="list-style-type: none"> — Mapa de rocas industriales. — Registro de minas y canteras. — Mapas e inventarios. 	<ul style="list-style-type: none"> — IGME. — D. Gral. de Minas; Jefaturas de Minas. — Comunidades Autónomas.
Usos del suelo	<ul style="list-style-type: none"> — Planes de ordenación y usos del suelo. — Mapas topográficos. — Fotografías aéreas. 	<ul style="list-style-type: none"> — Ayuntamientos. — Comunidades Autónomas. — Ministerio de Agricultura.
Datos medioambientales y de recursos naturales	<ul style="list-style-type: none"> — Registros mineros. — Mapas medioambientales. — Estudios previos medioambientales. 	<ul style="list-style-type: none"> — Ministerio de Medioambiente. — Comunidades Autónomas. — IGME.
Construcciones y servicios existentes	<ul style="list-style-type: none"> — Mapas topográficos. — Fotografías aéreas. — Catastro Minero. 	<ul style="list-style-type: none"> — Comunidades Autónomas. — Ayuntamientos. — Jefaturas de Minas.

lizados por las Comunidades Autónomas a escalas 1:5.000, 1:10.000 ó 1:25.000. A escala 1:200.000 están disponibles las colecciones de mapas geológicos, geotécnicos generales, hidrogeológicos y de rocas industriales del IGME.

Fotointerpretación y teledetección

Uno de los métodos de trabajo más utilizados en geología es la fotointerpretación, constituyendo una

herramienta fundamental en cartografía geológica, reconocimientos litológicos y en estudios geomorfológicos, entre otras aplicaciones. En ingeniería geológica la fotointerpretación constituye igualmente un método de gran utilidad, sobre todo en la fase de estudios previos.

A partir de la década de los setenta, el desarrollo de sensores multispectrales instalados en plataformas espaciales ha sido la base de la teledetección. Esta técnica ha ido desarrollándose hasta ofrecer múltiples posibilidades de aplicación en investigación geológica e ingeniería geológica. En los siguientes apartados se resumen los aspectos más aplicados de ambos métodos.

Fotointerpretación

La fotointerpretación es una técnica necesaria en la fase de estudios previos y reconocimientos geológico-geotécnicos en campo, que presenta las siguientes ventajas:

- Permite reconocer superficies muy extensas, pudiendo analizar fácilmente no sólo las características de la zona del proyecto, sino también sus áreas limítrofes.
- El carácter extensivo de la fotointerpretación posibilita apreciar factores regionales de posible interés en el proyecto.
- En relación con otros métodos de investigación, la fotointerpretación es la técnica más rápida y económica.

Existen varios tipos de fotografías aéreas; algunas de las más utilizadas son las siguientes:

- Fotografías a color. Disponibles en la mayoría de los proyectos, representan la visión más real de la superficie del terreno. Son muy útiles para la identificación de materiales y rasgos estructurales.
- Fotografías en blanco y negro. Al tener mayor poder de penetración que las fotografías a color, resaltan los diferentes tipos de vegetación, definiendo claramente las zonas con agua y humedades. Son muy útiles para la identificación de características geológico-estructurales, análisis de la red de drenaje y datos geomorfológicos.
- Fotografías infrarrojas o falso color. Producen tonalidades distorsionadas que facilitan la identificación de la vegetación (que aparece en rojo), zonas de agua y de humedad y red de drenaje. Son muy útiles para la identificación de deslizamientos, anomalías en la red de drenaje y zonas cársticas, entre otros aspectos.

Un factor importante a tener en cuenta es la escala de la fotografía. En estudios previos las escalas más útiles en ingeniería geológica son las comprendidas entre 1/30.000 y 1/5.000. Como apoyo para los reco-

nocimientos de campo las escalas pueden variar entre 1/10.000 y 1/5.000. En España se dispone del vuelo 1/33.000 de todo el territorio (Servicio Geográfico del Ejército) y del vuelo 1/18.000 del 50 % del territorio (Instituto Geográfico Nacional). Algunas Comunidades Autónomas disponen de fotografías aéreas y ortofotomapas a escala 1/5.000. A partir de estas escalas las fotos aéreas se pueden obtener de los vuelos específicos realizados para proyectos concretos. Algunos centros como RENFE tienen vuelos de la red ferroviaria a escala 1/4.000, y la Dirección General de Costas, vuelos a escala 1/5.000 del litoral.

Antes de analizar una foto aérea, o encargar un vuelo para una zona concreta, debe tenerse en cuenta la época del año y la hora del día, ya que influyen en la calidad de la luz, la longitud de las sombras, y la cubierta de nubes.

Las aplicaciones más características de la fotointerpretación en ingeniería geológica son las siguientes:

- Selección y comparación de posibles emplazamientos o trazados.
- Planificación y situación de investigaciones *in situ*.
- Localización de materiales de construcción.
- Identificación de datos hidrológicos y red de drenaje.
- Identificación de deslizamientos.
- Identificación de diferentes tipos litológicos y sus contactos, características estructurales y geomorfológicas; materiales aluviales y otros depósitos recientes.



Figura 6.3 Fotografía aérea del deslizamiento de Benamejí, Córdoba, escala original 1/5.000 (Cortesía del IGME).

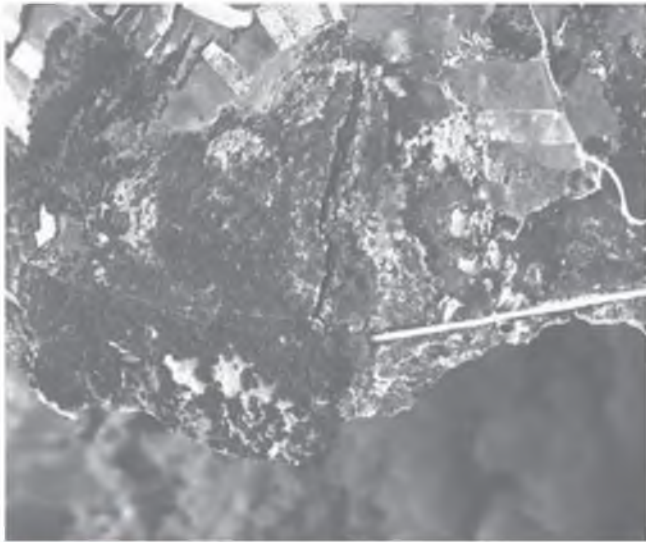


Figura 6.4 Línea férrea Palencia-La Coruña, a su paso por el embalse de Peñarubia (Orense), afectada por deslizamientos y grandes agrietamientos cársticos; escala original 1/4.000 (cortesía de RENFE, Jefatura de Geotecnia).

— También son de interés la localización de relleños antrópicos, vías de acceso y usos del suelo.

En las Figuras 6.3 y 6.4 se presentan dos ejemplos de fotografías aéreas utilizadas en la identificación de deslizamientos y estructuras cársticas.

Teledetección

La teledetección comprende el conjunto de técnicas que estudian la superficie terrestre o de otros planetas mediante las características de las ondas electromagnéticas emitidas, reflejadas o difractadas por los cuerpos observados que son captadas por sistemas de registro ubicados en plataformas móviles, como aviones o satélites. La absorción, la emisión, la difracción y la reflexión de la energía electromagnética por un determinado tipo de material son selectivas en función de la longitud de onda y específicas de dicho material.

El **espectro electromagnético (EEM)** se divide en varias regiones espectrales. La atmósfera produce absorciones de determinadas longitudes de onda. Estas regiones se dice que son opacas y no pueden utilizarse en teledetección para el estudio de la superficie terrestre. Las regiones del EEM utilizadas en teledetección son las correspondientes a las ventanas atmosféricas en las que las radiaciones son bien difundidas por la atmósfera: región del visible, infrarrojo próximo, infrarrojo térmico y región de las microondas.

Cualquier objeto emite y/o refleja una radiación electromagnética como consecuencia de su interac-

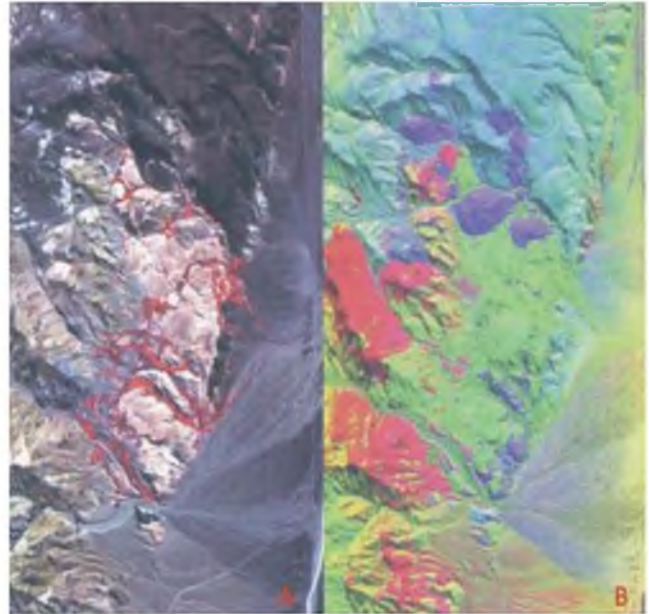


Figura 6.5 Imágenes registradas por el sensor Modis/Aster sobre el parque Nacional de Death Valley (USA). A) Combinación de bandas del visible. B) Combinación de bandas del infrarrojo térmico. Obsérvese la capacidad de discriminación de diferentes litologías en función de la región espectral utilizada (datos de NASA procesados por AIG; en Photogrammetric Engineering & Remote Sensing, 2000).

ción con las fuentes de energía propias o externas. Cada objeto tendrá una respuesta espectral propia, en cuanto a energía reflejada o energía emitida, que se conoce como «signatura o firma espectral». Las características de dicha signatura dependen en primer lugar de su estructura atómica y molecular, de las características de su superficie, y de su temperatura. La proporción de la radiación incidente que es reflejada, absorbida y transmitida depende de las características del material que se observa y del estado de su superficie y varía en las distintas bandas del EEM. El conocimiento de las propiedades espectrales de los objetos en las diferentes regiones consideradas, es muy importante para la elección de las bandas del EEM, en las que dicho objeto puede ser reconocido mediante la información registrada por los distintos sistemas de teledetección.

La superficie terrestre está constituida en su mayor parte por suelos, rocas, agua y vegetación. El conocimiento de las propiedades espectrales de las distintas cubiertas es de gran importancia para seleccionar las regiones más adecuadas para su estudio. El contraste máximo y, por tanto, el grado óptimo de discriminación entre dos materiales se da cuando presentan grandes diferencias de reflectividad y/o emisividad en una región espectral determinada. En general, los rasgos es-

pectrales característicos de un material se manifiestan como bandas de absorción que pueden ser diagnósticas para la identificación de ese material utilizando la información suministrada por teledetección.

La reflectividad de los suelos es función del comportamiento espectral de sus componentes mineralógicos y orgánicos, de la granulometría, de la textura superficial y del grado de humedad. Una de las características más significativas de los suelos secos es que su reflectividad aumenta con la longitud de onda, especialmente en las regiones del visible e infrarrojo próximo. A mayor humedad del suelo más bajo es el valor de la reflectividad. La composición química también condiciona la reflectividad de los suelos. El comportamiento espectral de ciertos minerales en las regiones infrarrojas del EEM hace posible discriminar compuestos de hierro, arcillas, carbonatos, fosfatos y silicatos, y, por tanto, materiales rocosos con distinta litología.

Las masas de agua absorben totalmente la energía incidente en las longitudes de onda del infrarrojo próximo y medio. Las variaciones de la curva espectral del agua se detectan en las longitudes de onda más cortas del visible (azul y verde) y se relacionan fundamentalmente con el espesor de la masa de agua (profundidad), contenido de materiales en suspensión (sedimentos y clorofila) y rugosidad de su superficie.

El interés del análisis de las características espectrales de la vegetación en estudios geológicos radica en que determinados cambios en la curva de reflectividad pueden ser indicativos de estados fenológicos anormales de las plantas que a veces pueden tener su origen en la composición química del suelo.

■ SISTEMAS DE TELEDETECCIÓN

Según sea la naturaleza de la radiación y la forma de registro, los sistemas de teledetección se pueden agrupar en activos y pasivos. En el primer grupo el sensor tiene una fuente de energía propia que envía al objeto y que posteriormente registra una vez reflejada por aquél. El radar es el sistema activo más común. Los sistemas pasivos se basan en el registro de la radiación electromagnética reflejada o emitida por los objetos de forma natural. La fuente de energía es el sol o la tierra y el sensor registra la señal que le llega.

El registro de la radiación se realiza por medio de sensores que captan la radiación electromagnética reflejada o emitida que les llega desde la superficie terrestre en un determinado intervalo de longitud de onda, y que es convertida en una magnitud física que puede ser analógica o digital (fotografía o imagen numérica). Los sensores más utilizados son las cámaras digitales, los radiómetros de barrido y los sistemas radar.

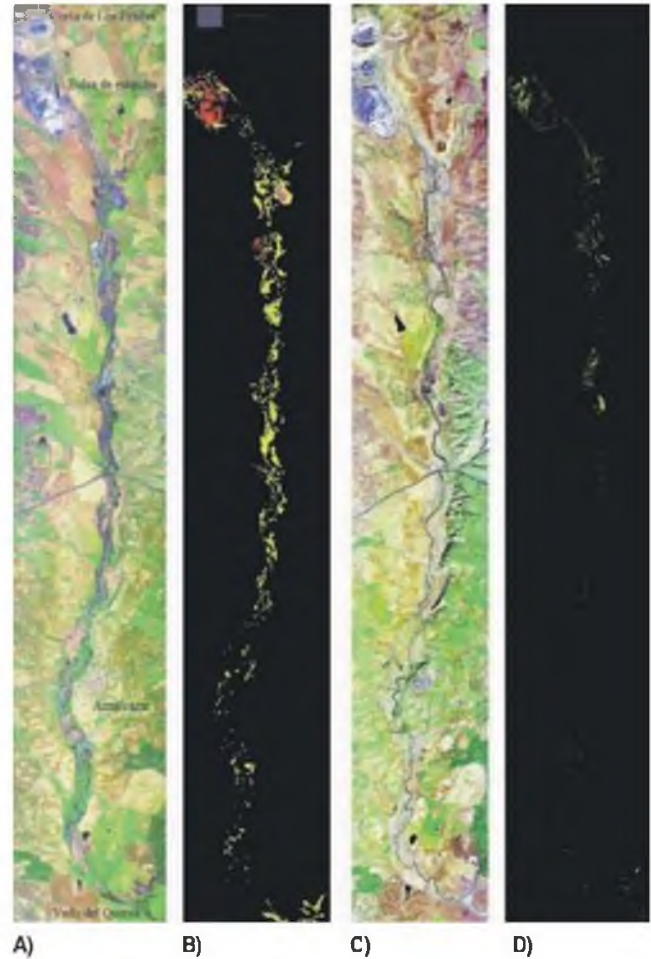


Figura 6.6 Cartografía de la contaminación del vertido de lodos de la mina de Aznalcóllar en el río Guadiamar antes y después de los trabajos de limpieza. A) Imagen registrada en julio de 1998. B) Clasificación digital (en amarillo: lodo pirítico remanente; en rojo: costras de sales). C) Imagen de junio de 1999. D) Clasificación digital (en amarillo: lodo pirítico remanente). Imágenes Daedalus ATM 971 (IGME-INTA; en Antón-Pacheco y otros, 1999).

Los sistemas de barrido multiespectral operan en las regiones visible e infrarroja del EEM. Estos sensores llamados de barrido (*scanners*) registran la información procedente del suelo en bandas discretas del espectro electromagnético mediante un barrido del terreno según líneas consecutivas y perpendiculares a la dirección de vuelo. La radiación procedente de cada elemento del suelo (pixel) es registrada simultáneamente mediante un conjunto de detectores que la amplifican y convierten en una señal eléctrica que, una vez transformada en un valor numérico, puede almacenarse o transmitirse a tierra. Estos sistemas son los utilizados habitualmente en los satélites de recursos naturales: LANDSAT, SPOT, IRS. Los sensores hi-

perespectrales registran la radiación procedente de la superficie terrestre en bandas espectrales contiguas, de manera que es posible generar la curva espectral de los materiales observados en cada pixel. Estos sensores, hasta ahora solo operativos en plataformas aeroportadas, proporcionan una capacidad espectral completa en aquella región del EEM en la que los materiales de la superficie terrestre presentan rasgos espectrales diagnósticos. Este nuevo tipo de registro tiene unas implicaciones de gran interés para realizar determinaciones litológicas directas de las rocas y suelos (Figura 6.5).

Los **espectroradiómetros** portátiles registran la radiación procedente de los objetos en un rango espectral determinado. Se diferencian de otros sistemas en que su campo de visión es fijo, de manera que para observar otro objeto hay que cambiar la posición del aparato. Permiten realizar medidas sobre el terreno con objeto de calibrar los datos obtenidos por los sistemas optoelectrónicos desde avión o satélite.

Los **sistemas radar** iluminan el terreno con una fuente de energía propia. Una vez que el haz de ondas ha interactuado con la superficie del suelo, éstas vuelven total o parcialmente al radar, que entonces actúa como receptor. Estos sistemas son capaces de obtener imágenes de la superficie terrestre cualesquiera que sean las condiciones meteorológicas, ya que las microondas atraviesan nubes y nieblas. Son particularmente útiles en el estudio de áreas que presentan de forma habitual condiciones atmosféricas adversas: trópicos y áreas polares.

Los satélites utilizados en geología y recursos naturales suelen situarse en una órbita entre los 600 y los 1.000 km de altura y son heliosíncronos, de manera que el ángulo de iluminación del sol permanece constante para una latitud dada. Los satélites **LANDSAT** han sido los primeros diseñados específicamente para los fines citados y han mantenido un registro continuo de la superficie terrestre desde el lanzamiento del primer satélite en 1972 hasta la actualidad. Registran imágenes en las regiones del visible e infrarrojo del EEM. La serie **SPOT**, iniciada en 1986, permite registrar imágenes estereoscópicas (imágenes de la misma zona captadas en órbitas diferentes y con distinto ángulo de observación). El satélite **IRS** incorpora una banda de gran resolución espacial (5 m). Los satélites con sensores tipo radar más utilizados son los **ERS**, primer satélite europeo de recursos naturales, **JERS** y **RADARSAT**.

■ APLICACIONES EN GEOLOGÍA E INGENIERÍA GEOLOGICA

Una de las primeras contribuciones de la teledetección se ha realizado en el campo de la geología es-



Figura 6.7 Imagen Landsat registrada en febrero de 2000 mostrando los aportes del río Guadalquivir y del río Tinto (IGME, 2000).

tructural. Las imágenes de satélite, debido a la visión sinóptica que presentan de grandes áreas en idénticas condiciones de iluminación solar, han introducido una nueva dimensión en los estudios estructurales regionales. Los mosaicos realizados a partir de este tipo de imágenes permiten visiones excepcionales de la configuración estructural de las áreas continentales. La detección de grandes rasgos lineales permite inferir accidentes de grandes dimensiones que con frecuencia corresponden a la expresión superficial del juego de fracturas de zócalo. Estas estructuras pueden presentar a lo largo de su traza alineaciones volcánicas, intrusiones, diques, fracturas, elevaciones o depresiones topográficas y límites de cuencas. Son de gran utilidad en estudios de riesgo sísmico y de actividad de fallas.

La elección de las bandas espectrales y de la fecha de registro de las imágenes son factores que hay que considerar para obtener mejores resultados en la interpretación. Las imágenes de invierno son en general más adecuadas, debido a que el bajo ángulo de iluminación solar acentúa el efecto del relieve. Las bandas del infrarrojo próximo proporcionan una mayor información debido a la mejor discriminación de determinadas litologías en estas frecuencias y a una mayor nitidez de las imágenes, ya que la atmósfera presenta una mayor transparencia en esta región.

Adicionalmente a las aplicaciones tradicionales de las imágenes radar en estudios de cartografía geológica y estructural, se ha desarrollado una técnica para determinar la altimetría a partir de imágenes SAR teniendo en cuenta las variaciones de fase de las ondas registradas por dos antenas diferentes o por dos regis-

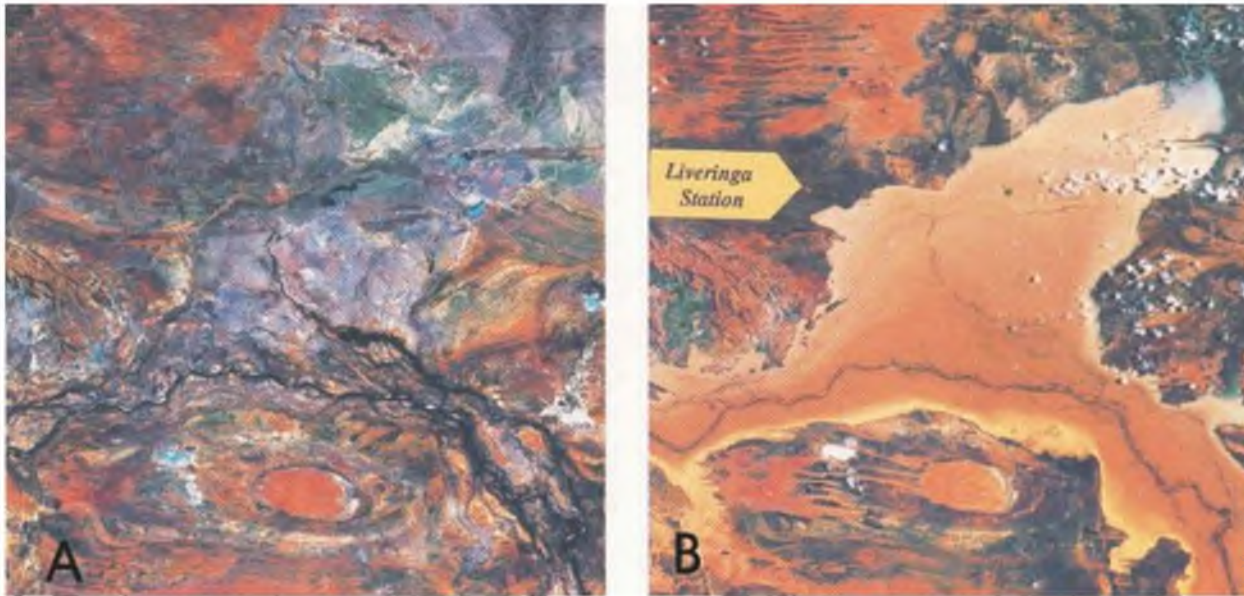


Figura 6.8 A) Imagen Landsat de la cuenca del río Fitzroy en 1989. B) Imagen registrada en 1993 después de una inundación. El área cubierta es de 50 × 50 km. (Australian Centre for Remote Sensing; en *Landsat Data Users Notes*, 1993).

tros muy próximos en el tiempo desde una misma antena. Este método es potencialmente válido para la generación de modelos digitales del terreno (MDT) de zonas aisladas y de difícil acceso. La detección de diferencias en interferogramas sucesivos de una misma área (interferometría diferencial) puede revelar la existencia de pequeños movimientos del terreno de orden centimétrico. Esta nueva técnica abre un amplio abanico de aplicaciones en estudios de geología estructural y de riesgos geológicos, como la detección de movimientos actuales de fallas, deslizamientos de ladera, movimiento de glaciares y erupciones volcánicas.

Las imágenes multispectrales pueden utilizarse para detectar diferencias en la composición de ciertas rocas y suelos. En base a las características espectrales de determinados minerales es posible discriminar óxidos e hidróxidos de hierro, y arcillas formadas por meteorización del sustrato rocoso, que pueden indicar la presencia de zonas potencialmente inestables. La detección de jarosita y de otros minerales de alteración es crítica para detectar contaminación por metales pesados en zonas mineras (Figura 6.6).

Una de las principales características de las imágenes de satélite es la repetitividad (multitemporalidad) en las observaciones sobre las áreas observadas. Esta capacidad las hace sumamente útiles, por ejemplo en estudios de procesos dinámicos; las bandas registradas en el visible proporcionan información sobre la turbidez de las aguas costeras y materiales en suspensión en aguas oceánicas procedentes de aportes flu-

viales (Figura 6.7). También son muy útiles en el control y seguimiento de ciertos fenómenos climáticos como sequías e inundaciones. La imagen de la Figura 6.8 ilustra la magnitud del área afectada por una inundación del río Fitzroy en Australia. Las imágenes registradas en el infrarrojo térmico son muy útiles en regiones con actividad volcánica reciente, ya que son capaces de detectar diferencias de temperatura y permiten establecer anomalías térmicas en las áreas observadas.

La resolución espacial ha mejorado notablemente en las últimas generaciones de satélites de recursos naturales. Imágenes con resoluciones de 15, 10 y hasta 5 m son registradas de forma sistemática de manera que pueden realizarse cartografías cada vez más detalladas, llegándose a escalas 1:10.000. El lanzamiento del satélite Terra de NASA, en diciembre de 1999, que incluye sensores avanzados (ASTER) en los segmentos visible, infrarrojo próximo y térmico, proporciona información especialmente relevante en los estudios de cambio global: retroceso de glaciares y casquetes de hielo en áreas polares, evolución de línea de costa, cambios en la cubierta vegetal y erupciones volcánicas. Por último, la utilización de sistemas de información geográfica (SIG), que permiten introducir y analizar la información procedente de los sistemas de teledetección de forma integrada con la información temática existente de las áreas de estudio, facilita de forma considerable la gestión y el aprovechamiento integral de los datos.

Reconocimientos geológicos y geotécnicos de campo

El reconocimiento de campo de la zona de estudio es una de las tareas más importantes en la fase de estudios previos. Debe efectuarse después de la revisión de información y la fotointerpretación, de las que se obtendrá una síntesis geológica y una topografía básica. Esta información permite acometer los reconocimientos geológico-geotécnicos a partir de los mapas existentes.

Los reconocimientos a realizar en campo son los siguientes:

■ DATOS GEOLÓGICOS

- Tipos de materiales, litología y composición, contactos litológicos, estratificación y estructuras sedimentarias.
- Estructura geológica y contactos tectónicos, grado de fracturación, discontinuidades sistemáticas (diaclasas, foliación, estratificación) y singulares, zonas de falla y brechas, actividad tectónica y neotectónica.
- Formaciones superficiales, zonas de alteración y grado de meteorización.
- Morfología, condiciones geomorfológicas, procesos y evolución morfológica del terreno.

■ DESCRIPCIÓN GEOTÉCNICA DE SUELOS

La descripción geotécnica de los suelos en campo debe seguir la siguiente sistemática:

- La composición del suelo se estudia mediante el sistema unificado de clasificación de suelos diferenciando los suelos según el tamaño de grano (Apartado 2.2 del Capítulo 2).

- El color corresponde al observado en el terreno, y puede indicar propiedades importantes; por ejemplo el color amarillo-rojo indica una meteorización intensa y la existencia de óxidos de hierro, el color marrón-verde oscuro y el negro indican presencia de materia orgánica.
- La estructura de un suelo se define como homogénea cuando se trata de un suelo de características similares; estratificada cuando aparecen diferentes niveles de suelo, bandeada si se aprecian niveles de suelo residuales y laminada cuando los niveles de suelo tienen un espesor menor de 3 mm.
- La densidad en suelos granulares y la consistencia en suelos cohesivos se puede determinar fácilmente en campo mediante ensayos sencillos (Cuadros 6.5 y 6.6).

Un ejemplo de descripción de suelos sería: arcilla algo arenosa fina, gris clara, de compresibilidad baja, firme y homogénea.

■ DESCRIPCIÓN GEOTÉCNICA DE MACIZOS ROCOSOS

Comprende tres ámbitos: caracterización de la matriz rocosa, descripción de las discontinuidades y caracterización de las propiedades del macizo rocoso. El proceso a seguir y la sistemática para la toma de datos se describe en el Capítulo 4.

■ DATOS HIDROGEOLÓGICOS E HIDROLÓGICOS

- Situación del nivel o niveles freáticos, inspección de pozos, fuentes y manantiales.
- Localización de acuíferos, materiales permeables e impermeables, zonas de encharcamiento, etc.
- Localización de zonas de recarga y drenaje.

CUADRO 6.5

Determinación en campo de la densidad en suelos granulares

Densidad	Densidad relativa (%)	Ensayo de campo
Suelta	0-50	Una barra de acero de 12,5 mm de diámetro penetra fácilmente a mano.
Firme	50-70	La barra de acero penetra fácilmente con un martillo de 2-3 kg.
Densa	70-90	La barra de acero penetra 30 cm con el martillo.
Muy densa	90-100	La barra de acero penetra sólo unos centímetros con el martillo.

Determinación en campo de la consistencia en suelos cohesivos

Consistencia	Resistencia a compresión simple (kg/cm ²)	Ensayo de identificación en campo
Muy blanda	0-0,25	Se escurre entre los dedos al cerrar la mano.
Blanda	0,25-0,50	Se moldea fácilmente con los dedos.
Firme	0,5-1,0	Se moldea con una fuerte presión en los dedos.
Consistente	1,0-1,5	Se hunde con una fuerte presión en los dedos.
Muy consistente	1,5-2,0	Se hunde ligeramente con una fuerte presión de los dedos.
Dura	> 2,0	Se hunde ligeramente con la punta de un lápiz.

■ INESTABILIDADES DEL TERRENO

- Indicios o señales de deslizamientos o desprendimientos.
- Áreas de erosión intensa.
- Zonas afectadas por subsidencias, hundimientos y cavidades.

■ ACCESOS Y SITUACIÓN DE INVESTIGACIONES

- Localización de caminos y vías de acceso para situar las investigaciones *in situ*, especialmente los sondeos.
- Disponibilidad de agua, electricidad y permisos.
- Selección de posibles emplazamientos para sondeos, geofísica, calicatas y estaciones geomecánicas.

■ OBSERVACIÓN DE PATOLOGÍAS EN ESTRUCTURAS

Inspección de edificios, puentes, túneles, terraplenes, muros y demás estructuras que se encuentran en el entorno de la zona y que presentan algún tipo de daño estructural. Se debe prestar atención a la aparición de grietas y otros signos de distorsión, como inclinación en paredes, muros, etc.

Conclusión

La información obtenida debe servir de base para redactar los siguientes tipos de informe:

- Informes geológico-geotécnicos para estudios previos y de viabilidad.
- Posibles problemas y condicionantes geológicos-geotécnicos de la zona de estudio.
- Propuesta de investigaciones *in situ*.

6.3

Sondeos geotécnicos y calicatas

Sondeos geotécnicos

Los sondeos geotécnicos se caracterizan por su pequeño diámetro y por la ligereza, versatilidad y fácil desplazamiento de las máquinas. Estas pruebas pueden alcanzar una profundidad de unos 150 m, a partir de la cual los equipos son más pesados. Permiten atravesar

cualquier tipo de material, así como extraer testigos y efectuar ensayos en su interior. Los procedimientos de perforación dependen de la naturaleza del terreno y del tipo de muestreo y testificación que se vaya a realizar. Los más usuales son los sondeos a rotación, los sondeos helicoidales y los sondeos a percusión.

Sondeos a rotación

Los sondeos a rotación pueden perforar cualquier tipo de suelo o roca hasta profundidades muy elevadas y con distintas inclinaciones (Figuras 6.9 y 6.10). La profundidad habitual no excede los 100 m, aunque pueden alcanzarse los 1.000 m. La extracción de testigo es continua y el porcentaje de recuperación del testigo con respecto a la longitud perforada puede ser muy alto, dependiendo del sistema de extracción. Algunos tipos de materiales son difíciles de perforar a rotación, como las gravas y los bolos o las arenas finas bajo el nivel freático, debido al arrastre del propio fluido de perforación.

En un sondeo a rotación el sistema de perforación consta de los siguientes elementos integrados en las baterías: cabeza, tubo portatestigo, extractor, manguito portaextractor y corona de corte.

La cabeza es la pieza de unión entre el tubo portatestigo, donde se recoge el testigo que se extrae de la perforación, y el varillaje que le trasmite el movimiento de rotación y empuje ejercido por la máquina



Figura 6.9 Sondeo a rotación, equipo ligero sobre patines (foto L. González de Vallejo).



Figura 6.10 Sondeo a rotación, inclinado (foto L. González de Vallejo).



Figura 6.11 Corona de widia (foto L. González de Vallejo).



Figura 6.12 Corona de diamante (foto L. González de Vallejo).

de perforación. El manguito porta-extractor aloja un muelle (extractor) que sirve para cortar el testigo al sacarlo y no dejar que se deslice durante la maniobra de extracción. La corona es el elemento perforador que se emplea en el sondeo y dispone de unos útiles de corte que pueden ser de widia (carburo de wolframio) (Figura 6.11) o de diamantes (Figura 6.12). Las coronas de widia se emplean en suelos y rocas blandas, y las coronas de diamante en rocas duras o muy duras.

Las baterías de rotación (Figura 6.13) pueden ser de tubo simple o doble (Figura 6.14). En el **tubo simple**, el fluido de perforación lava toda la superficie del testigo. Este efecto y el de la rotación del tubo pueden dar lugar al desmenuzamiento de suelos parcialmente cementados o de rocas blandas. Por esta razón, el empleo del tubo simple se recomienda cuando no se exige una alta recuperación. Cuando se requieren recuperaciones muy altas se emplea el **tubo doble**, en el que el agua descende por el contacto entre ambos tubos, siendo en la base del tubo, en su unión con la corona, donde se puede producir el lavado del testigo. Por otro lado, el tubo interior va montado sobre rodamientos de bolas que permiten que éste



Figura 6.13 Baterías de perforación y coronas (foto L. González de Vallejo).

permanezca prácticamente estacionario mientras gira el tubo exterior. El efecto de lavado puede ser reducido utilizando el llamado «triple tubo», debido a que aloja en su interior un tercer tubo en el que se recoge la muestra o testigo; este tubo está algo adelantado a la corona del tubo exterior que gira, punzonando en el

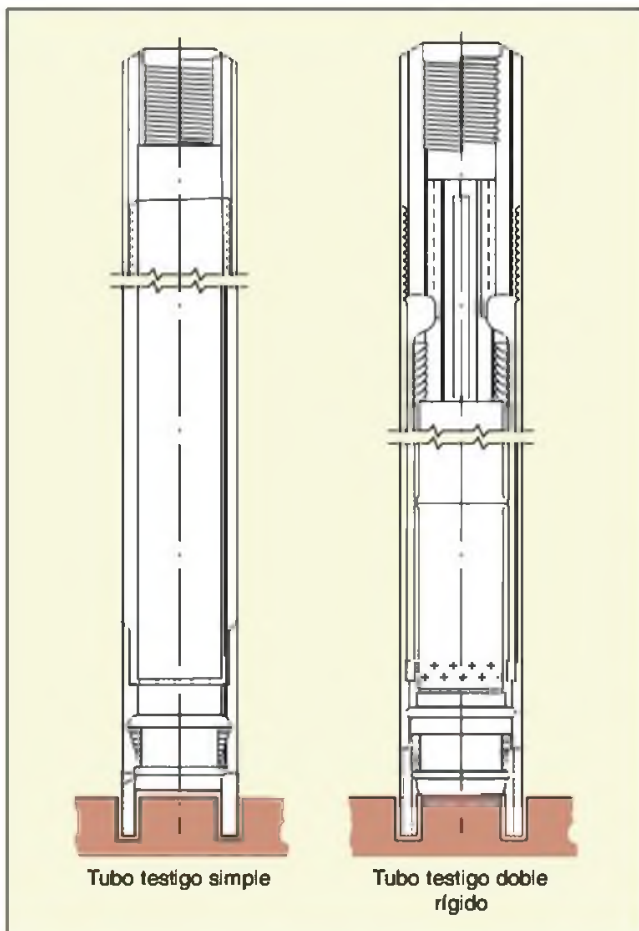


Figura 6.14 Tubos portatestigos (Rodríguez Ortiz *et al.*, 1982).

terreno mediante una zapata cortante que se retrae o alarga dependiendo de la compacidad del terreno. Estas baterías de perforación se emplean, en general, en sondeos cuya profundidad no excede de los 100 m. Para profundidades mayores resulta más indicado utilizar el tubo con cable *wire line*, que disminuye considerablemente los tiempos de maniobra, obteniendo mayores rendimientos (Figura 6.15).

En el Cuadro 6.7 se relacionan los distintos tipos de diámetros de perforación y de testigos, siendo el diámetro de perforación más habitual el NX o superior.

La perforación a rotación se puede efectuar con circulación de agua, o lodo bentonítico, o en seco, aunque haya presencia de agua o lodo en el taladro. La circulación normalmente es directa, con flujo descendente a través del varillaje; puede ser también inversa, para lo cual es necesario disponer de un varillaje especial. Para obtener buenos resultados y rendimientos la técnica operativa debe ser adaptada a la naturaleza del terreno, con una oportuna selección del tipo de sonda, de la batería y de la corona, adecuando también la velocidad de rotación, la presión sobre la corona y la frecuencia de las maniobras según el material que se perfore.

En sondeos profundos, es necesario controlar la desviación que pueda producirse en la dirección prevista del sondeo, por la tendencia a seguir la inclinación de las capas o estratos. Se dispone de varios sistemas para la medida de las desviaciones y técnicas para su corrección; para detalles se remite a López Jimeno *et al.*, 2000.

Sondeos con barrena helicoidal

Su uso se limita a suelos relativamente blandos y cohesivos, no siendo operativos para suelos duros o cementados. Entre sus ventajas se encuentran el bajo coste y la facilidad de desplazamiento y rápida instalación de los equipos.



Figura 6.15 Sistema de *wire line* (foto L. González de Vallejo).

Diámetros de coronas y tuberías de revestimiento

Sistema	Coronas			Tubería de revestimiento			
	Tamaño (mm)	Diámetro perforación (mm)	Diámetro testigo (mm)	Tamaño (mm)	Diámetro exterior (mm)	Diámetro interior (mm)	Peso (kg/m)
Sistema métrico de Craelius	36	36	22	35	35	29	1,4
	46	46	32	44	44	37	3,5
	56	56	42	54	54	47	4,4
	66	66	52	64	64	57	5,2
	76	76	62	74	74	67	6,3
	86	86	72	84	84	77	7,2
	101	101	84	98	98	89	10,5
	116	116	86	113	113	104	12,4
	131	131	101	128	128	119	13,8
146	146	116	143	143	134	15,4	
Sistema americano Diamond core drill manuf. Assoc. of USA	EX	37,7	21,4	—	—	—	—
	AX	48,0	30,1	EX	46,0	38,1	4,1
	BX	60,0	42,0	AX	57,2	48,4	4,5
	NX	75,5	54,7	BX	73,0	60,3	9,0
	HX	99,2	76,2	NX	88,9	76,2	11,8
	23/4" x 3 7/8"	98,4	68,3	4"	129,0	102,0	16
	4" x 5 1/2"	139,6	100,8	6"	187,0	154,0	30
	6" x 7 3/4"	196,9	151,6	8"	239,0	203,0	39
	Wire line						
	AQ	48,0	27,0	EX	46,0	38,1	4,1
	BQ	60,0	36,5	AX	57,2	48,4	4,5
	NQ	75,7	47,6	BX	73,0	60,3	9,0
	HQ	96,0	63,5	NX	88,9	76,2	11,8

Modificado de Mazariegos, 1993.

Este tipo de perforación no permite precisiones inferiores a $\pm 0,50$ m en la localización de los diferentes niveles atravesados. El tipo de muestras que se obtiene en la sonda helicoidal es alterada, si bien como se describe a continuación, es posible en determinados tipos de sondas obtener muestras inalteradas.

Los sondeos con barrena helicoidal incluyen desde los que se realizan manualmente, para pequeñas profundidades (2-4 m) y diámetros (1-2 pulgadas), a los mecánicos, para profundidades hasta unos 40 m y diámetros de 3, 4, 6 y 8 pulgadas, normalmente empleados en la realización de sondeos de reconocimiento (Figura 6.16).

Las barrenas son de dos tipos, huecas y normales. Las primeras, a diferencia de las normales, permiten obtener muestras inalteradas sin extraer a la superficie la maniobra, y están formadas por un tubo central de mayor diámetro que en las normales. A lo largo y por el interior de las barrenas se instala un varillaje que termina al final de la cabeza helicoidal y lleva una pequeña broca. Estas varillas giran solidariamente con la barrena hueca. Cuando se toma una muestra se extraen las varillas del interior de las barrenas, y a continuación se introduce por el interior de las mismas un tomamuestras (Figura 6.17).



Figura 6.16 Sondeo helicoidal (foto L. González de Vallejo).

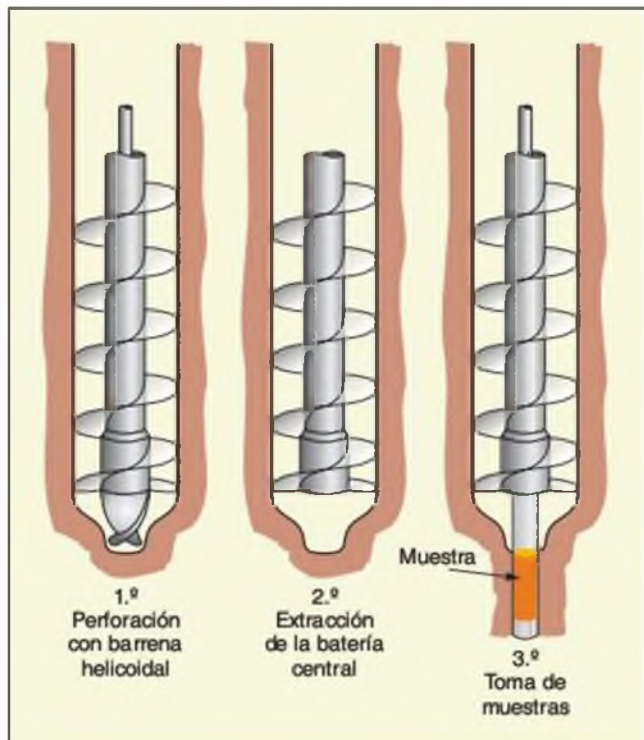


Figura 6.17 Extracción de muestras con sonda helicoidal (Rodríguez Ortiz *et al.* 1982).

Sondeos a percusión

Se utilizan tanto en suelos granulares como en suelos cohesivos, pudiendo atravesar suelos de consistencia firme a muy firme. Este tipo de sondeos puede alcanzar profundidades de hasta 30 ó 40 m, si bien las más frecuentes son de 15 a 20 m. El sistema de perforación consiste en la hincada de tubos de acero mediante el golpeo de una maza de 120 kg que cae desde una altura de 1 m (Figura 6.18). Se deben contar sistemáticamente los golpes necesarios para la penetración de cada tramo de 20 cm, lo que permite conocer la compacidad del suelo atravesado. Las tuberías empleadas, que pueden tener diámetros exteriores de 91, 128, 178 y 230 mm, actúan como entibación durante la extracción de muestras mediante cucharas y trépanos (Figura 6.19).

Este tipo de sondeos no se utiliza en España, aunque está muy extendido su uso en otros países de Europa.

Perforaciones especiales

Además de los anteriores métodos de perforación, en ocasiones se utiliza la perforación con **trépano**, **martillo de fondo** o **rotopercusión**, y la trituración con **tricono** (Figura 6.20). Este tipo de métodos se deno-



Figura 6.18 Sondeo a percusión, cuchara y trépano en primer plano (foto L. González de Vallejo).

mina métodos de **perforación a destroza**, debido a que en ellos no se obtiene testigo sino un ripio o material pulverizado que sale por el emboquille del sondeo. La utilización de uno u otro método depende del tipo de terreno a perforar y del objetivo de la investigación. La perforación a destroza se emplea para perforar bolos o bloques sueltos, y la **rotopercusión** puede emplearse para la detección de huecos o cavidades.

Número y profundidad de sondeos

La decisión del número de sondeos a realizar y la profundidad de los mismos es una de las cuestiones más críticas en la planificación de las investigaciones *in situ*, y depende de varios factores. Estos aspectos se tratan en los capítulos de aplicaciones (cimentaciones, taludes, presas, etc.). Con carácter orientativo, los sondeos deberían alcanzar el nivel del sustrato más profundo que pudiera verse afectado por cualquier acción de la estructura sobre el terreno (cargas, filtraciones, deformaciones, etc.); su número depende de los objetivos y alcance de las investigaciones, así como de la representatividad de la zona investigada por cada sondeo.



Figura 6.19 Cuchara de extracción para testigos en sondeos a percusión (foto L. González de Vallejo.)



Figura 6.20 Triconos (foto L. González de Vallejo).

Presentación de los datos de perforación

Los resultados de las operaciones de perforación se presentan en estadillos junto con los datos de la testificación geotécnica realizada en los testigos (Figuras 6.32 y 6.33), descritos más adelante.

Calicatas

Las calicatas, zanjas, rozas, pozos, etc., consisten en excavaciones realizadas mediante medios mecánicos convencionales, que permiten la observación directa del terreno a cierta profundidad, así como la toma de muestras y la realización de ensayos *in situ* (Figuras 6.21 y 6.22).

Tienen la ventaja de que permiten acceder directamente al terreno, pudiéndose observar las variaciones litológicas, estructura, discontinuidades, etc., así como tomar muestras de gran tamaño para la realización de ensayos y análisis.

Las calicatas son uno de los métodos más empleados en el reconocimiento superficial del terreno, y dado su bajo coste y rapidez de realización, constituyen un elemento habitual en cualquier tipo de investigación *in situ*. Sin embargo, cuentan con las siguientes limitaciones:

- La profundidad no suele exceder de 4 m.
- La presencia de agua limita su utilidad.
- El terreno debe poderse excavar con medios mecánicos.
- Para su ejecución es imprescindible cumplir las normas de seguridad frente a derrumbes de las paredes, así como cerciorarse de la ausencia de instalaciones, conducciones, cables, etc.



Figura 6.21 Observación de suelos en calicatas (foto L. González de Vallejo).



Figura 6.22 Observación de suelos en zanja (foto L. González de Vallejo).

Los resultados de este tipo de reconocimientos se registran en estadillos en los que se indica la profundidad, continuidad de los diferentes niveles, descripción litológica, discontinuidades, presencia de filtraciones, situación de las muestras tomadas y fotografías (Figura 6.23).

Muestras geotécnicas

Las muestras geotécnicas se toman tanto en sondeos como en calicatas u otro tipo de excavaciones, con el fin de obtener testigos representativos de las características y propiedades del terreno para efectuar ensayos de laboratorio. Los tipos de muestras son los siguientes:

Muestras inalteradas: son las que no sufren alteraciones en su estructura ni en su contenido en humedad. En sondeos se extraen mediante tomamuestras adecuados, y en calicatas o excavaciones, mediante el tallado de muestras en bloque o la hincada de tubos por presión o golpeo. La obtención de este tipo de muestras es necesaria para ensayos de resistencia, deformabilidad, permeabilidad y fábrica de los suelos.

Testigos parafinados: son testigos de roca procedentes de sondeos que se recubren con parafina inmediatamente después de su extracción a fin de no alterar sus condiciones naturales. Estas muestras son aptas para realizar cualquier tipo de ensayo en laboratorio.

Muestras alteradas: son muestras que sufren modificaciones en su estructura y en su contenido de humedad, pero conservan su composición mineralógica. Las muestras alteradas se obtienen habitualmente en

calicatas y excavaciones. Permiten la realización de ensayos de laboratorio en suelos de identificación, compactación, etc.

Muestras de agua: se obtienen de los distintos niveles acuíferos detectados durante la perforación, con el fin de realizar análisis químicos. Los análisis de laboratorio más característicos son el pH y el contenido en sales y elementos contaminantes. Las muestras no deben tomarse inmediatamente después de finalizar la perforación, dejando que desaparezcan los residuos debidos a la ejecución del sondeo, tanto partículas sólidas en suspensión como restos del agua de inyección o de lodos empleados para la perforación. El agua se recoge en botellas de plástico limpias, lavándolas con el mismo agua antes de ser llenadas. Cada muestra debe llevar indicada la fecha y los datos de identificación del sondeo y la profundidad.

■ TOMA DE MUESTRAS EN SONDEOS

En función del sistema de extracción de testigos en el sondeo, los tomamuestras más utilizados son los siguientes:

Tomamuestras a rotación. Se utilizan las propias baterías de los sondeos a rotación provistas de coronas (Figura 6.13). Pueden ser de pared única (baterías sencillas), cuyo movimiento rotatorio sobre la muestra produce la alteración de la misma, obteniéndose por tanto muestras alteradas, y de pared doble (baterías dobles), en los que la pared exterior gira y la interior permanece estática, permitiendo la obtención de muestras inalteradas. Estas muestras inalteradas deben ser parafinadas en el momento de la extracción. La batería de «triple tubo» dispone en su interior de un estuche de latón en el que se recoge la muestra inalterada.

Tomamuestras hincados a presión y a golpeo. Este sistema consiste en sustituir la batería de perforación por un tomamuestras que se hincan a presión o golpeo. Los tomamuestras pueden ser abiertos o cerrados (Figura 6.24), dependiendo de que estén siempre abiertos en su extremo inferior o temporalmente cerrados. Los abiertos, a su vez, pueden ser de pared gruesa o delgada; a los primeros corresponde el tomamuestras utilizado en el ensayo de penetración estándar SPT, y a los de pared delgada los «tubos shelby» (Figura 6.25). En los abiertos de pared gruesa se utiliza la hincada por golpeo, y en los de pared delgada la hincada por presión. Entre los tomamuestras cerrados está el **tomamuestras de pistón**, que permite obtener muestras inalteradas de mejor calidad en suelos blandos y muy blandos (Figura 6.26).



Figura 6.23 Registro de calicata (cortesía de Geoprim).

■ **TOMA DE MUESTRAS EN CALICATAS**

Durante la realización de calicatas u otro tipo de excavaciones en suelos, pueden tomarse muestras alteradas e inalteradas. Las muestras alteradas se extraen mediante palas o métodos manuales, introduciéndolas en sacos estancos de plástico. La cantidad de muestra a tomar depende de la granulometría de los materiales y del tipo de ensayos a realizar. Para terrenos arcillosos y ensayos de identificación suele ser suficiente con 2 ó

3 kg. Si se pretenden realizar, por ejemplo, ensayos de C.B.R. (ver Recuadro 12.1 del Capítulo 12) la cantidad mínima será de 20 kg. En arenas y gravas estas cantidades se duplican y triplican en función del tamaño de grano, pudiendo superar los 100 kg en casos de tamaños grandes de bolos o fragmentos de roca (como en depósitos coluviales o aluviales).

Las muestras inalteradas pueden extraerse mediante dos procedimientos:

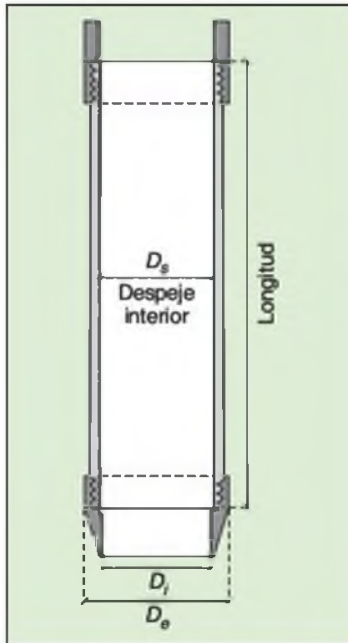


Figura 6.24 Sección tipo de un tomamuestras abierto. D_i = diámetro interior; D_o = diámetro exterior.



Figura 6.25 Tomamuestras tipo Shelby (foto L. González de Vallejo).



Figura 6.26 Tomamuestras de pistón (foto L. González de Vallejo).



Figura 6.27 Muestra en bloque, proceso de tallado (foto L. González de Vallejo.)

Muestras en bloque. El procedimiento consiste en el tallado manual de un bloque de suelo, y su inmediato sellado y protección con parafina y vendas (Figuras 6.27 y 6.28).

Hinca de tubos tomamuestras. El sistema consiste en clavar un tubo tomamuestras en las paredes o en el fondo de la excavación, mediante empuje manual (en suelos blandos), o mecánico con la propia pala de la excavadora (en suelos firmes). Los extremos del tubo se parafinan y se protegen para su envío al laboratorio (Figura 6.29).

■ TAMAÑO DE LAS MUESTRAS

El tamaño de las muestras inalteradas está condicionado a las exigencias de los ensayos de laboratorio. Los diámetros más usados están comprendidos entre 55 y 100 mm. Para ensayos de compresión simple puede ser suficiente un diámetro de aproximadamente



Figura 6.28 Muestras en bloque y protección de las mismas (foto L. González de Vallejo).



Figura 6.29 Parafinado de muestras obtenidas en calicatas por hincada de tubo (foto L. González de Vallejo.)

55 mm, mientras que para ensayos edométricos es conveniente un diámetro mínimo de 80 mm. Si se requiere obtener 3 muestras en el mismo plano para el ensayo triaxial, será necesario un diámetro al menos de 100 mm. La longitud mínima de la muestra debe permitir obtener un tramo central suficientemente largo lo más intacto posible, ya que es inevitable una cierta alteración en los extremos de la muestra.

En el transporte de las muestras inalteradas deben evitarse el calor, las vibraciones y los golpes. Su almacenamiento hasta la realización de los ensayos se efectúa en la cámara húmeda del laboratorio.

Testificación geotécnica

La testificación geotécnica consiste en la descripción geológico-geotécnica de los testigos y muestras obtenidas en los sondeos, así como de los datos de la perforación. Esta tarea debe ser llevada a cabo por un especialista en ingeniería geológica que controle el proceso de perforación y estudie detalladamente los testigos obtenidos en los sondeos.

En la **descripción del proceso de perforación** se deben registrar los siguientes datos:

- Básicos: proyecto, nombre y número de referencia, localización, número de sondeo, coordenadas, inclinación y orientación, fecha, contratista, supervisor y sondista.
- Método de perforación: máquina, tipo de perforación, diámetro, características de los útiles de perforación, tipos de lodos (si se emplearan), tipo de circulación (directa o inversa) y otras características técnicas.
- Progreso de la perforación: maniobras, metros de avance, velocidad de avance, resistencia al avance, recuperación, pérdidas y filtraciones de

fluidos, inestabilidades de las paredes, averías, niveles freáticos, número de golpes para la hincada del tomamuestras, ensayos realizados, etc.

La **testificación geológico-geotécnica** consiste en el registro y descripción de los testigos obtenidos de la perforación en sondeos mecánicos. Los testigos deben colocarse y conservarse en cajas de madera o cartón parafinado, etiquetadas, señalándose con tablillas las cotas en las que se produce un cambio litológico o aparece alguna estructura de importancia (falla, fractura, hueco, etc.). Los espacios vacíos correspondientes a las muestras extraídas, deben acotarse e indicarse sus características (muestra inalterada, testigo parafinado, SPT, etc.) (Figuras 6.30 y 6.31).

La descripción geológico-geotécnica de los testigos puede realizarse de forma simultánea a la perforación o justo a continuación, no debiendo retrasarse, ya que determinados tipos de materiales sufren alteraciones que modifican sus propiedades (como la pérdida de humedad en los suelos). El procedimiento a seguir es el siguiente:



Figura 6.30 Caja portatestigos de sondeo geotécnico en suelos (foto L. González de Vallejo.)



Figura 6.31 Caja portatestigos de sondeo geotécnico en rocas (foto L. González de Vallejo.)



Recuadro 6.1

Cálculo del RQD

El índice RQD representa la relación entre la suma de las longitudes de los fragmentos de testigo mayores de 10 cm y la longitud total del tramo considerado:

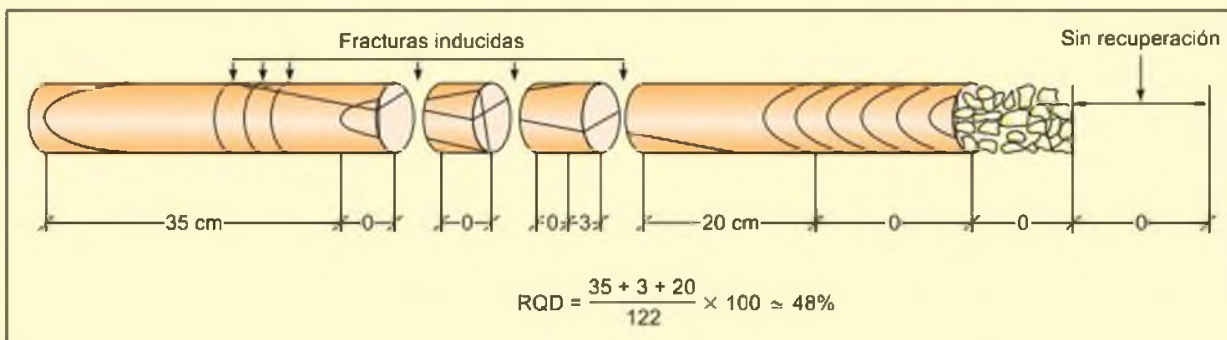
$$\text{RQD} = \frac{\sum \text{longitud de los trozos de testigo} > 10 \text{ cm}}{\text{longitud total}} \times 100$$

Para la estimación del RQD se consideran sólo los fragmentos o trozos de testigo de material fresco, excluyéndose los que presentan un grado de alteración importante (a partir de grado IV inclusive), para los que se considera un RQD = 0%. La medida del RQD se debe realizar en cada maniobra del sondeo o en cada cambio litológico, siendo recomendable que la longitud de maniobra no exceda de 1,5 m. El diámetro mínimo de los testigos debe ser 48 mm. La medida de la longitud

del testigo se realiza sobre el eje central del mismo, considerándose los fragmentos con, al menos, un diámetro completo.

A continuación se muestra el procedimiento de medida del RQD y se describe la calidad de la roca en función de este índice:

RQD %	Calidad
< 25	Muy mala
25-50	Mala
50-75	Media
75-90	Buena
90-100	Muy buena



Adaptado de Clayton *et al.*, 1995.

- Descripción sistemática: naturaleza y composición de visu, litología, tamaño de grano, color, textura, grado de meteorización, consistencia y resistencia a la penetración con penetrómetro de bolsillo (en suelos), etc.
- En materiales rocosos: descripción de discontinuidades (tipo, espaciado, rugosidad, rellenos), porcentaje de recuperación de testigo.
- Índice RQD (descrito en el Recuadro 6.1) e índice N_{30} , que representa el número de fracturas por cada 30 cm de testigo.
- Datos de los ensayos realizados en el interior del sondeo.

- Fotografías de las cajas, realizadas de forma que sean claramente identificables las tabillas separadoras con sus cotas, colores, texturas, fracturas de los testigos, así como el número de la caja y las profundidades perforadas.

Además deben registrarse los siguientes datos:

- Profundidad y tipo de las muestras obtenidas.
- Profundidad del nivel freático.

En las Figuras 6.32 y 6.33 puede observarse un ejemplo de testificación en suelos y en rocas.

EMPRESA		REGISTRO DE SONDEO EN SUELOS									
		PROYECTO:									
SONDEO N.º:		SITUACIÓN:				COORDENADAS: X: Y: Z:					
FECHA: 18-5-1999		PROFUNDIDAD: 12 m				HOJA:					
PROFUND. (m.)	LONGITUD TRAMO (m.)	NIVEL FREÁTICO	COLUMNA	DESCRIPCIÓN	MUESTRAS	Nº GOLPES S.P.T./M.	LÍMITES DE ATTERBERG		HUMEDAD (%)	CLASIFIC. U.S.C.S.	
							LL (%)	IP (%)			
	0,25			Suelo vegetal orgánico.							
0,90	0,65			Grava arenosa, bien graduada, de cantos angulosos de color negruzco.							
1,80	0,90			Grava arenosa similar a la anterior con pasadas limo-areno-arcillosas, más abundantes según se profundiza.							
2,00	0,20										
2,60	0,60			Limo con algo de arena, contiene cantos dispersos, de color blanquecino. Medianamente denso y duro en cuanto a resistencia.	MI	5-7-8-9	33,0	15,9	16,8	CL	
3,20	0,60				SPT	5-8-9-12					
				Limo arcillo-arenoso, con cantos de 2 a 3 cm de tamaño, angulosos. Color marrón oscuro. El material se encuentra suelto y con nódulos de material cohesivo.							
				Limo arenoso con cantos dispersos, subredondeados, pueden alcanzar un tamaño máximo de 5 cm. El material se encuentra suelto y presenta un color marrón-blanquecino							
6,45	3,25										
7,00	1,15			Limo-arcilloso marrón oscuro, con gran contenido en materia orgánica. Presenta cantos de grava de 0,5 a 1 cm de tamaño.	MI	3-4-5-8	24,8	8,5	16,2	ML	
7,60		7,30			SPT	4-7-7-6					
				Limo arenoso, suelto, de color marrón claro.							
				Limo con algo de arena, más cohesivo de color marrón claro. Firme ($q_u = 2-2,5 \text{ kg/cm}^2$).							
11,00											
11,50	0,50			Margas arcillosas con algún canto dispenso, de color azulado. Duras ($q_u = >4,5 \text{ kg/cm}^2$).	MI	15-20-30-40	30	20	8,5	CL	
12,00	0,50				SPT	25-50-R					

OBSERVACIONES:

MI: Muestra inalterada

MNC: Muestra no conseguida

MA: Muestra alterada

TP: Testigo parafinado

SPT: Ensayo de penetración estándar

N.F.: Nivel freático

Figura 6.32 Registro de sondeos en suelos (cortesía de Prospección y Geotecnia).

EMPRESA		REGISTRO DE SONDEO EN ROCA																				
SONDEO N°:		PROYECTO:				COORDENADAS: X: Y: Z:																
FECHA: Junio 2000		PROFUNDIDAD: 12 m				HOJA:																
PROFUND. (m)	LONGITUD TRAMO(m)	NIVEL FREÁTICO	COLUMNA	DESCRIPCIÓN DEL TESTIGO	MUESTRA	RECUPER (%)					R.Q.D. (%)					FRACT. N/30cm					DISCONT.	
						20	40	60	80	100	20	40	60	80	100	1	2	3	4	5		
0,6	0,60			Suelo vegetal compuesto por un limo arcilloso de color negruzco, orgánico.																	Suelo	
1	2,4			Conglomerado heterométrico de matriz rojiza. Cantos de hasta 5 cm de longitud máxima y con tamaños medios de 1 a 2 cm de morfología subredondeada.																	Discontinuidades onduladas-lisas con buzamientos de 80°	
2																						
3																						
4	2,0			Arenisca de color rojo a marrón con escasa matriz y algunas gravas.	MNC																Dos familias: una de ángulo $\beta = 80^\circ$ onduladas-rugosas y otra de ángulo $\beta = 20^\circ$ planas-rugosas	
5																						
6	2,0			Arenisca de color rojo con escasa matriz con granos de 1 cm máximo y algunas pasadas conglomeráticas. (Testigo de 2 m de longitud.)	5,35																Planas lisas	
7						TP																
8	3,5			Conglomerado con matriz rojiza. Cantos de hasta 7 cm de longitud máxima y con tamaños medios de 3 a 4 cm de morfología subredondeada.	7,80																Discontinuidades onduladas-lisas con buzamientos de 80°	
9						TP																
10							8,30															
10,5	1,5			Arenisca de color rojo de grano muy fino.																	Sin discontinuidades	
11																						
12																						
OBSERVACIONES:																						
MI: Muestra inalterada MA: Muestra alterada SPT: Ensayo de penetración											MNC: Muestra no conseguida TP: Testigo parafinado N.F.: Nivel freático											

Figura 6.33 Registro de sondeos en roca (cortesía de Prospección y Geotecnia).

6.4

Prospección geofísica

La prospección geofísica es el conjunto de técnicas que investiga el interior de la Tierra a partir de las variaciones detectadas en parámetros físicos significativos y de su correlación con las características geológicas. Son técnicas no destructivas y de investigación «extensiva» o con gran cobertura, complementarias de los ensayos *in situ* y técnicas de investigación directa, como los sondeos mecánicos o las calicatas. Su aplicación en ingeniería geológica requiere una especialización, dados los pequeños espesores que se investigan y la necesidad de conocer las características geotécnicas de los materiales que van a ser objeto de alguna actuación. Se emplean habitualmente para determinar espesores de rellenos o recubrimientos, excavabilidad de materiales, posición del nivel freático, localización de cavidades u otras heterogeneidades del subsuelo, ubicación de zonas de préstamo, estructura del subsuelo, propiedades geomecánicas de materiales, localización de fallas o superficies de deslizamiento, espesor de roca alterada, índices de fisuración, localización de conducciones subterráneas y evolución de fenómenos dinámicos. Un resumen de sus principales aplicaciones se muestra en el Cuadro 6.15.

Los diferentes métodos geofísicos para el reconocimiento del subsuelo se dividen según el parámetro físico investigado: gravimetría (densidad), magnético (susceptibilidad magnética), eléctricos (resistividad), electromagnéticos (conductividad eléctrica y permeabilidad magnética), sísmicos (velocidad de propagación de ondas sísmicas), radiactivos (niveles de radiación natural o inducida). Su utilización en superficie o en el interior de sondeos diferencia las técnicas de puesta en campo y, por este motivo, se describen generalmente de forma independiente, aunque sus bases teóricas son las mismas.

Geofísica de superficie

Métodos eléctricos

Son aquellos que estudian la respuesta del terreno cuando se propagan a través de él corrientes eléctricas continuas (DC). El parámetro físico que se controla es la resistividad (ρ) y la interpretación final se hace en función de las características geológicas de la zona en que se aplican. Su aplicación es muy frecuente en ingeniería geológica. La resistividad es una propiedad

Valores de resistividad de las formaciones geológicas más comunes

Materiales	Resistividad ρ (Ω m)
Margas	50-5.000
Calizas	300-10.000
Pizarras	100-1.000
Granito	300-10.000
Arcillas	1-20
Arenas	50-500
Conglomerados	1.000-10.000
Areniscas	50-5.000
Aluviones	50-800

intrínseca de las rocas y depende de la litología, estructura interna y, sobre todo, de su contenido en agua, no siendo, por tanto, una propiedad isótropa en la masa rocosa. En el Cuadro 6.8 se presentan algunos valores de resistividades de suelos y rocas.

La fórmula de Archie relaciona la resistividad de la roca, ρ , la del agua contenida en los poros, ρ_w , y la porosidad, φ :

$$\rho = a\varphi^{-m}S^{-n}\rho_w$$

siendo S la saturación y los términos a , m , n coeficientes experimentales. Es frecuente utilizar la fórmula anterior con valores promedio:

$$\rho = (\varphi S)^{-2}\rho_w$$

La medida de las resistividades del subsuelo se lleva a cabo en los siguientes pasos:

- Introducción en el terreno de una corriente continua de intensidad I , mediante dos electrodos, denominados A y B, conectados a una fuente de energía.
- Medida de la diferencia de potencial ΔV , generada por el paso de la corriente, entre dos electrodos denominados M y N (Figura 6.34).
- Cálculo de la resistividad del espesor de terreno afectado por el paso de la corriente.

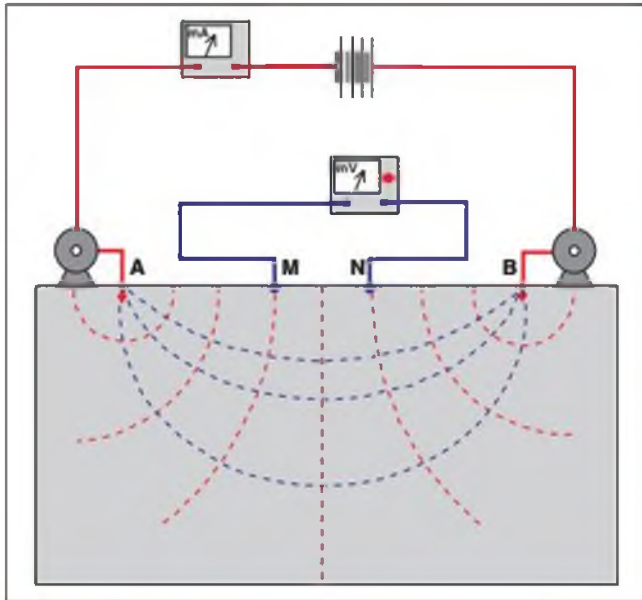


Figura 6.34 Medida de resistividades del terreno mediante métodos eléctricos.

La resistividad que se obtiene no corresponde a una unidad litológica concreta, sino que define al conjunto de materiales afectados por el paso de corriente, y se denomina resistividad aparente (ρ_a):

$$\rho_a = K(\Delta V/I)$$

donde K es la constante de configuración geométrica del dispositivo en cada medida, que depende de las distancias entre electrodos AM, MB, AN y NB. Modificando la configuración de electrodos se obtienen múltiples posibilidades de investigación. Lo más frecuente es utilizar configuraciones normalizadas, siendo las más comunes las denominadas «Schlumberger» y «Wenner». La primera es simétrica, con los electrodos de potencial MN interiores y alineados con los de corriente AB, y separación entre M-N inferior a 1/5 de A-B. En la segunda, la disposición es igual, salvo que las distancias A-M, M-N y N-B son iguales (Fi-

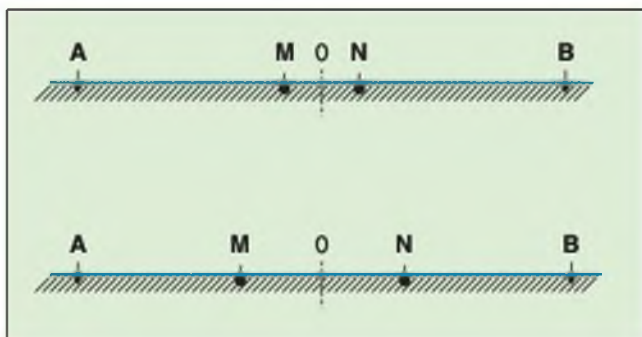


Figura 6.35 Configuración Schlumberger y Wenner.



Figura 6.36 Resistivímetro Data Plus (foto A. Carbó).

gura 6.35). Los equipos a emplear son similares para las distintas configuraciones y consisten en una caja de baterías, electrodos de corriente y potencial, cables de conexión y resistivímetros (Figura 6.36).

Los métodos más comunes son los sondeos eléctricos verticales y las calicatas eléctricas.

■ SONDEOS ELÉCTRICOS VERTICALES (SEV)

Esta técnica consiste en separar sucesivamente los electrodos de corriente A y B del punto central, siguiendo una línea recta, y medir la resistividad en cada disposición. La resistividad aparente calculada será, por tanto, la correspondiente a mayores espesores según se van separando los electrodos. Se emplea generalmente la configuración Schlumberger. El resultado que se obtiene del SEV es la variación de la resistividad ρ con la profundidad en el punto central del perfil investigado. Un ejemplo de interpretación de un SEV se muestra en la Figura 6.37. Las profundidades más habituales de investigación están entre 0 y 200 m.

■ CALICATAS ELÉCTRICAS (CE)

Para su realización se adopta un dispositivo de tipo Wenner, donde las distancias entre electrodos A-M, M-N y N-B son iguales, moviendo lateralmente el dispositivo a lo largo de un perfil seleccionado. De esta manera se detectan las variaciones laterales de resistividad aparente, ρ_a , a una profundidad aproximadamente constante (Figura 6.38). Las profundidades más habituales de investigación están entre 0 y 50 m.

■ DIPOLO-DIPOLO O PSEUDOSECCIONES

Se sitúa el dipolo MN lateralmente al AB y alineado con él. Posteriormente, y manteniendo fijo el dipolo

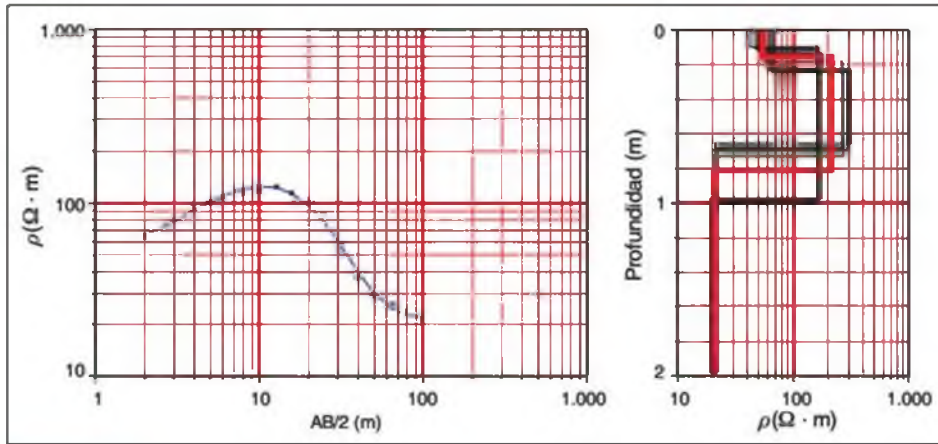


Figura 6.37 Ejemplo de sondeo eléctrico vertical (SEV).

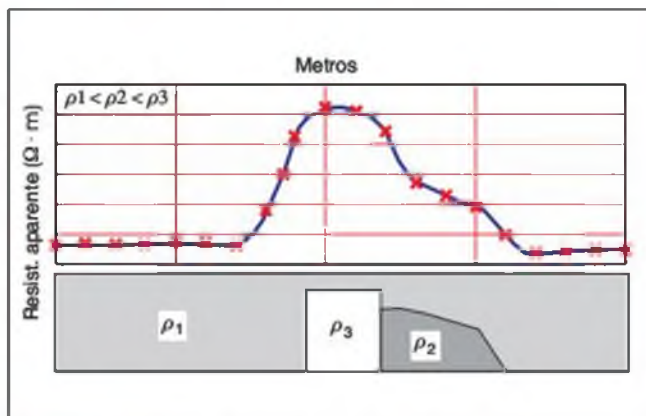


Figura 6.38 Ejemplo de calicata eléctrica.

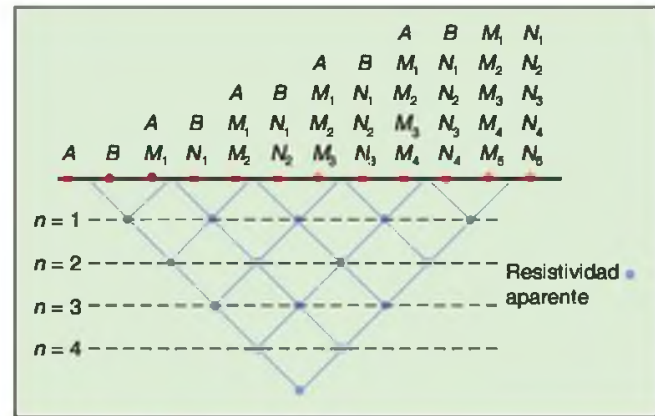


Figura 6.39 Ejemplo de dipolo-dipolo o pseudosección.

AB, se desplaza sucesivamente el MN: a continuación, se mueve un paso AB y se repite el proceso. El esquema de la operación y la distribución de las resistividades aparentes, ρ_a , obtenidas se presenta en la Figura 6.39. El resultado de esta técnica es un perfil de resistividades del terreno o pseudosección como el que se presenta en la Figura 6.40.

La interpretación de las investigaciones eléctricas se realiza mediante aplicaciones informáticas que proporcionan unos resultados más fiables cuanto más parecido sea el modelo geológico de partida al modelo real. En este aspecto la geología desempeña un papel determinante.

Métodos sísmicos

Estudian la propagación en el terreno de ondas sísmicas producidas artificialmente, estableciendo su relación con la configuración geológica del subsuelo. La velocidad de propagación depende básicamente de las constantes elásticas y de la densidad del medio.

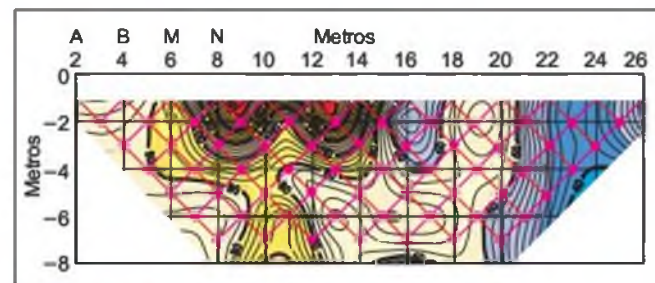


Figura 6.40 Interpretación de una investigación eléctrica mediante dipolo-dipolo.

Los contactos entre los cuerpos geológicos con diferente velocidad de transmisión de las ondas sísmicas, definen superficies de separación en las que las ondas sufren refracción, reflexión o difracción (ley de Snell).

En ingeniería geológica se emplea básicamente la sísmica de refracción, que estudia la energía que vuelve a la superficie tras sufrir refracción total en superficies límite del subsuelo (Figura 6.42).



Figura 6.41 Aplicación del geo-radar en campo (foto A. Muñoz).

El modelo normal del subsuelo presenta velocidades crecientes en profundidad (suelo-roca alterada-roca sana), si bien hay excepciones donde se dan alternancias de niveles de diferente competencia y velocidad de propagación de ondas.

■ **SÍSMICA DE REFRACCIÓN**

Dentro de los métodos sísmicos es el más empleado. Consiste en la realización de perfiles longitudinales instrumentados con sensores (geófonos), espaciados entre sí una distancia conocida y generalmente regular. La energía que libera el disparo, habitualmente mediante golpeo con un martillo de 8 kg, llega a los sensores provocando una perturbación que se registra en un sismógrafo. La longitud de los perfiles suele si-

tuarse habitualmente entre 25 y 100 m, con separación entre geófonos que no suele exceder los 5 m, con objeto de garantizar el detalle de la investigación. Los puntos de golpeo suelen ser, como mínimo, tres en cada perfil, situados al inicio, mitad y final de cada perfil. Si los perfiles exceden longitudes de 60 m, el número de puntos de golpeo es habitualmente de cinco.

La medida de los tiempos de llegada de las ondas elásticas a los geófonos proporciona el valor de la velocidad de propagación y espesor de los distintos materiales atravesados. En la Figura 6.43 se presenta un modelo de sismógrafo y en la Figura 6.44 se muestra un ejemplo de sismograma.

Se mide el tiempo transcurrido entre el momento del disparo y la llegada de la primera perturbación a cada geófono. Las primeras en llegar son las ondas directas; sin embargo, a partir de un punto (distancia crítica), llegan primero las ondas refractadas, es decir,



Figura 6.43 Sismógrafo ES-2415F de EG&G.

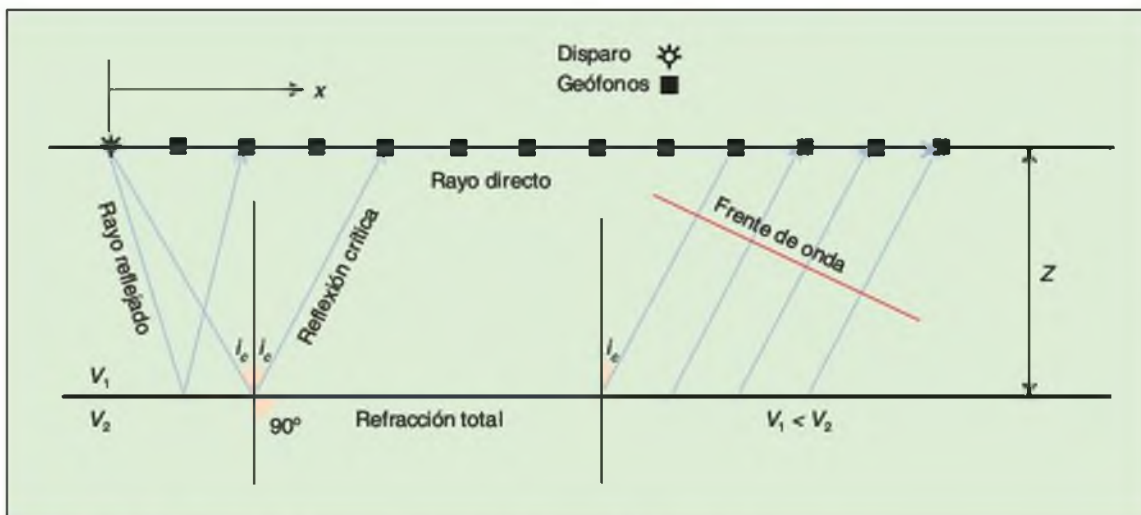


Figura 6.42 Fundamento de la prospección mediante sísmica de refracción.

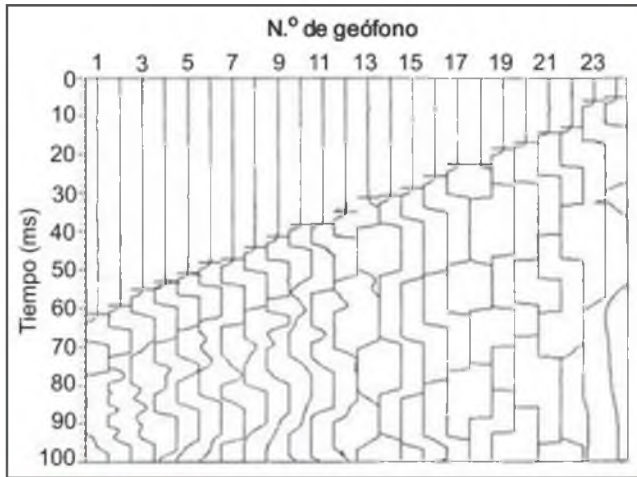


Figura 6.43 Ejemplo de sismograma en sísmica de refracción.

las que circulan por los niveles inferiores del subsuelo. La mayor distancia recorrida por estas ondas es compensada por la mayor velocidad (Figura 6.45).

La dromocrona es la función lineal que relaciona el tiempo de llegada de la primera onda con la distancia recorrida por la misma. A cada refractor corresponde una dromocrona, y las características de dicha recta (pendiente y ordenada en el origen) permiten calcular la velocidad del medio y la profundidad a la que se encuentra la superficie de refracción (Figura 6.46). La recta que pasa por el origen corresponde a las llegadas de las ondas directas.

Lo normal es que los refractores no sean planos y por tanto que los tiempos de llegada de la señal desde el refractor no estén perfectamente alineados según una recta. Existen varias formas de obtener la profundidad y velocidad bajo cada geófono, basadas en las desviaciones de la recta teórica que se observan para los tiempos de llegada a un geófono, cuando se mide

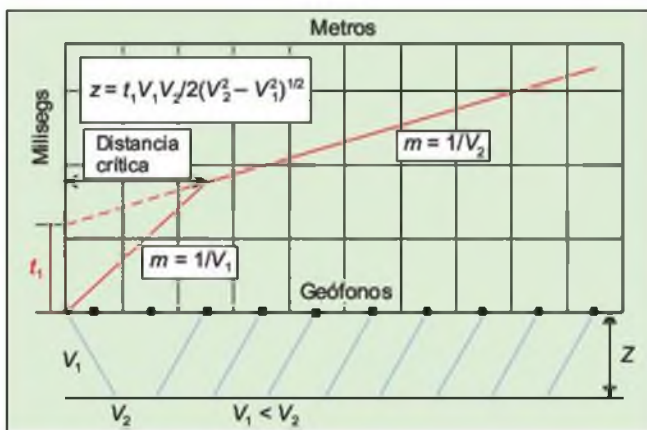


Figura 6.45 Ejemplo de tiempos de llegada de las ondas P a los distintos geófonos.

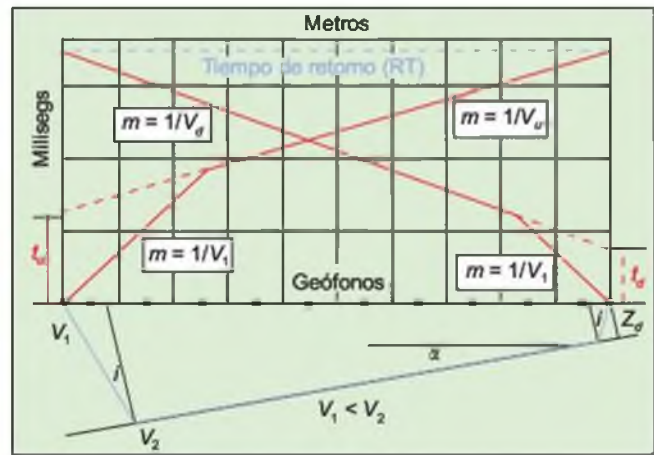


Figura 6.46 Interpretación de las dromocronas obtenidas en un perfil de sísmica de refracción.

el tiempo en ida y cuando la lectura es de vuelta (Figura 6.47).

La velocidad de transmisión de ondas sísmicas es un buen indicador de las características geotécnicas de los materiales. Son comunes en la bibliografía las tablas de velocidades de los diversos materiales rocosos, aunque se observa una importante dispersión en los valores de velocidad debido a la variabilidad de la composición litológica o de la estructura interna, al porcentaje de poros o vacuolas y a la saturación en agua (Figura 6.48). A medida que los materiales se degradan y aumenta el grado de alteración, la velocidad disminuye.

El grado de alteración de las rocas condiciona de forma definitiva la velocidad de propagación de ondas sísmicas; una roca sana como un granito puede presentar una velocidad de 5.000 m/s, mientras que si

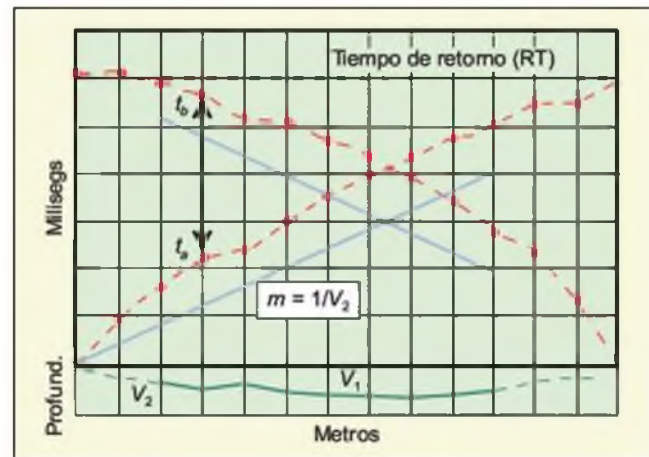


Figura 6.47 Irregularidades en la alineación de los tiempos de llegada a los distintos geófonos.

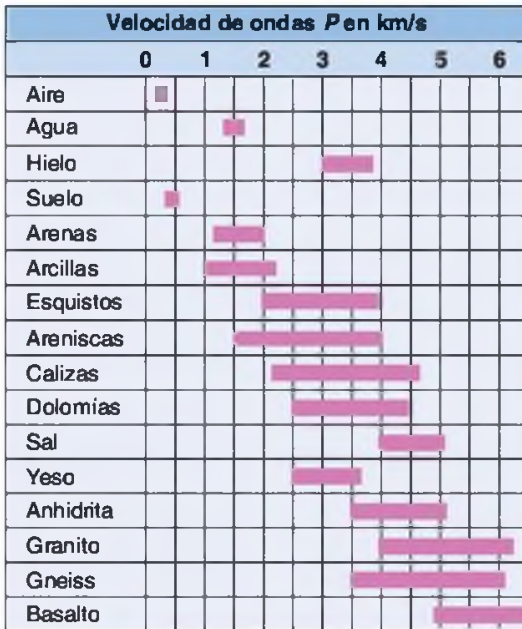


Figura 6.48 Velocidad de transmisión de ondas sísmicas longitudinales P en distintos materiales.

su alteración es intensa la velocidad puede bajar hasta 1.000 m/s o menos.

La sísmica de refracción se emplea en ingeniería geológica para la determinación de espesores de recubrimientos, de la estructura del subsuelo, la ripabilidad de los materiales, cubicación de áreas de préstamo, etc.

■ SÍSMICA DE REFLEXIÓN

Este método de investigación se ha empleado poco en ingeniería geológica, si bien cada vez es más utilizado para la definición de estructuras geológicas profundas (en proyectos de túneles, para investigación de deslizamientos profundos, etc.).

El método consiste en medir los tiempos de llegada de las ondas sísmicas, generadas mediante una fuente de energía apropiada (martillo, pistola, caída de peso, dinamita, etc.), a los sensores (geófonos) dispuestos alineados según un perfil, tras ser reflectadas en las superficies de contacto de las distintas unidades litológicas, fallas, superficies de discontinuidad, etc. A partir de los tiempos de llegada de las sondas longitudinales a los geófonos y las velocidades de los distintos horizontes, se pueden reconstruir las trayectorias de las ondas primarias y delimitar la disposición estructural de los distintos horizontes sísmicos a lo largo del perfil. La claridad con la que se observan estos reflectores es función de un coeficiente de reflexión que depende de la amplitud de la onda incidente y reflectada, de la diferencia de densidad entre el material

inferior y superior al reflector, y de la relación de velocidades de propagación de ondas P entre ambos materiales. Cuanto mayor sea la diferencia de competencia entre los materiales que limitan una superficie de discontinuidad o contacto litológico, más claramente se observará el reflector.

La generación/transmisión de ondas sísmicas lleva asociada otros tipos de ondas originadas por las condiciones de superficie, ruido aleatorio ambiental, reflexiones múltiples, etc., que se registran al mismo tiempo que las ondas primarias y enmascaran los resultados. Su atenuación es posible mediante el tratamiento de las señales durante la interpretación.

La técnica de la sísmica de reflexión presenta la ventaja, respecto a otras técnicas geofísicas, de que permite representar gráficamente múltiples horizontes con un único disparo, sin perder precisión de manera significativa con la profundidad.

Métodos electromagnéticos

Son aquellos que estudian la respuesta del terreno cuando se propagan a través de él campos electromagnéticos (EM). La gran variedad de formas de generación o detección de estos campos EM, así como la diversidad de sus características, dan lugar a un mayor número de técnicas de aplicación que cualquier otro método geofísico. En principio, pueden clasificarse en dos grupos:

- Técnicas en las que predominan las corrientes de conducción, la mayoría, que a su vez se pueden clasificar por la posición de la fuente de energía:
 - De fuente de inducción próxima, conocidas comúnmente como métodos electromagnéticos. A su vez pueden subdividirse en métodos EM en dominio de frecuencias (FDEM) o métodos EM en dominio de tiempos (TDEM).
 - De fuente de inducción lejana (VLF).
- Aquellas en que las corrientes de desplazamiento predominan sobre las corrientes de conducción: geo-radar o GPR.

■ PROSPECCIÓN ELECTROMAGNÉTICA EN DOMINIO DE FRECUENCIAS

Consiste en la emisión de impulsos electromagnéticos desde una bobina emisora hasta una receptora situada sobre el terreno. La profundidad de penetración depende de la frecuencia de emisión, que suele oscilar entre rangos de 100 Hz a 10 kHz, y de la distancia entre emisor y receptor. El método operativo consiste en situar un punto emisor y receptor a una cierta distan-

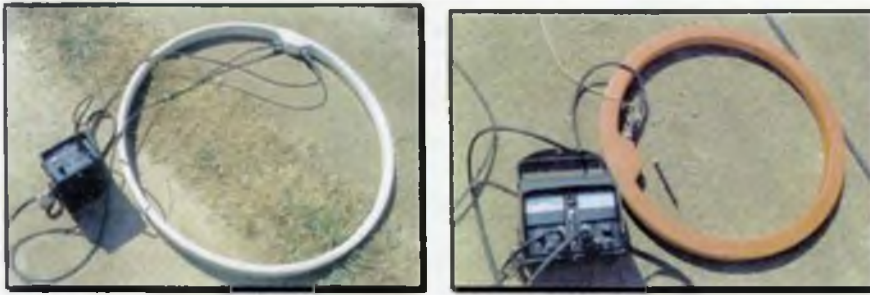


Figura 6.49 Equipo electromagnético EM34 de Geonics. Se observa la bobina emisora y receptora.

cia (5 a 50 m como norma general), e ir desplazándolos a intervalos regulares a lo largo de perfiles. En cada punto de medida el resultado obtenido se asigna al punto situado a media distancia entre emisor y receptor, y a una profundidad que depende de la frecuencia empleada y de la orientación de las bobinas (horizontal o vertical). Habitualmente se emplean equipos multifrecuencia que permiten, en el mismo punto, realizar varias medidas sucesivas modificando en cada una de ellas la frecuencia e investigando así el terreno a distintas profundidades (Figura 6.49).

■ PROSPECCIÓN ELECTROMAGNÉTICA EN DOMINIO DE TIEMPOS

En esta técnica se registran las variaciones, con el tiempo, del campo magnético secundario generado, mientras el transmisor no emite. Esto evita ruidos y permite utilizar la bobina emisora como receptora o situar la bobina receptora en el interior de la emisora.

■ V.L.F. (VERY LOW FREQUENCY)

Esta técnica se diferencia de las anteriores en que la fuente emisora es una estación lejana. El campo primario es generado por antenas de radio lejanas (varios cientos o miles de kilómetros) de muy baja frecuencia. La gran ventaja de estos sistemas, independientemente de su precisión, es evitar la puesta en campo de pesados equipos generadores del campo primario, utilizando solamente ligeras bobinas que capten el campo resultante. Las ondas emitidas se encuentran dentro de la banda VLF (3 a 30 kHz) y cada emisora tiene una frecuencia específica.

■ GEO-RADAR (GPR)

Es un método que funciona por reflexión, obteniéndose perfiles continuos de alta resolución, similares a los conseguidos por sísmica de reflexión. Sus ventajas principales son la rapidez de toma de datos y su ver-

satilidad, por la posibilidad de intercambiar antenas con diferentes frecuencias. La principal desventaja es la excesiva dependencia de las características superficiales del terreno al que se aplica.

Los equipos GPR radian, mediante una antena transmisora, impulsos cortos de energía electromagnética, actualmente con frecuencias entre 50 MHz y 1,5 GHz. Cuando la onda radiada halla heterogeneidades en las propiedades electromagnéticas de los materiales del subsuelo (contactos entre materiales, fracturas, huecos, zonas de distinta calidad, elementos metálicos), parte de la energía se refracta de nuevo a la superficie y parte se transmite hacia profundidades mayores. La señal reflejada se amplifica, se transforma al espectro de la audiofrecuencia, y se registra, obteniéndose un perfil continuo en el que se indica el tiempo total de viaje de una señal al pasar a través del subsuelo, reflejarse en una heterogeneidad y volver a la superficie. Este doble viaje (TWT-Two Way Time) se mide en nanosegundos ($1 \text{ ns} = 10^{-9} \text{ s}$).

La selección de la frecuencia de las antenas, para un estudio determinado, es función del compromiso entre la resolución y la penetración. Las frecuencias elevadas son más resolutivas a poca profundidad, mientras que las de baja frecuencia son más penetrativas y tienen menor resolución.

El equipo de geo-radar consta de 4 elementos principales: la unidad transmisora, la unidad receptora, la unidad de control y la unidad de registro (Figura 6.50). El procedimiento operativo consiste normalmente en realizar perfiles desplazando las antenas a lo largo de una trayectoria manteniendo constante la distancia entre ambas.

La interpretación de los registros de geo-radar, también llamados radargramas, se basa normalmente en la caracterización de la textura, amplitud, continuidad y terminación de las reflexiones. En la Figura 6.51 se muestra un ejemplo de sección de geo-radar.

Para la planificación de una campaña de investigaciones mediante geo-radar, han de tenerse en cuenta los siguientes factores: contraste en las propiedades eléctricas de los materiales, penetración y resolución (que dependen de las propiedades eléctricas del terreno y de la frecuencia de antena empleada) y ruidos



Figura 6.50 Equipo de geo-radar (cortesía de In Situ Testing S. A.).

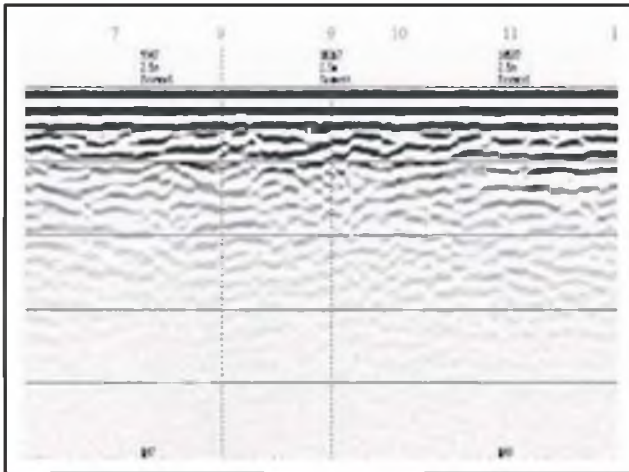


Figura 6.51 Sección obtenida mediante geo-radar.

ambientales (los equipos son muy sensibles a la influencia de estructuras metálicas, ondas de radio, tendidos eléctricos, etc.).

Métodos gravimétricos

Se basan en el estudio de las diferencias entre los valores medidos del campo gravitatorio terrestre en un lugar y el valor que teóricamente debía tener en ese lugar (anomalía gravimétrica). Las anomalías están originadas por heterogeneidad en la densidad del subsuelo, y son positivas o negativas según que exista



Figura 6.52 Gravímetro LaCoste & Romberg modelo G.

en el lugar un cuerpo de mayor o menor densidad que la del entorno. La unidad de medida es el miligal ($\text{mgal} = 10^{-3} \text{cm/s}^2$) o la unidad gravimétrica ($\text{ug} = 10^{-4} \text{cm/s}^2$). Los aparatos de medida son los gravímetros (Figura 6.52), con precisión de 0,01 mgal en los normales y 0,001 mgal en los modelos micro. Los gravímetros no dan medidas directas de la gravedad, y los valores medidos deben sufrir una serie de correcciones que añadirán un «apellido» a la anomalía para indicar que se ha efectuado una determinada corrección (anomalías de Aire Libre o de Bouguer). En la Figura 6.53 se muestra la interpretación de un perfil gravimétrico.

Los métodos gravimétricos son útiles para localizar cualquier fenómeno en el que la variación de la densidad sea su característica fundamental; en ingeniería geológica se aplican para la detección de huecos y su cubicación, localización de galerías, zonas con importantes pérdidas de finos con la consiguiente disminución de densidad, zonas con tratamientos del terreno con aumento de densidad, etc.

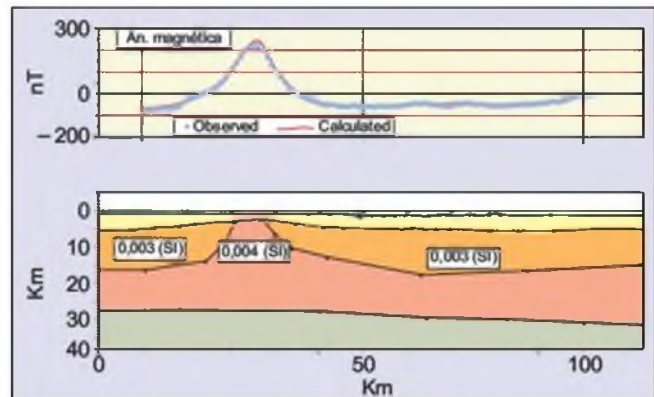


Figura 6.53 Modelización de un perfil gravimétrico.

Esta técnica se aplica generalmente mediante la realización de perfiles longitudinales, a base de puntos alineados de medida, o retículas con espaciado constante. La separación de los puntos de medida debe plantearse en función de la magnitud y profundidad de la anomalía a investigar.

En ingeniería geológica tiene gran aplicación la **microgravimetría**, útil para investigar anomalías gravimétricas de pequeña escala, generalmente con espaciados entre puntos de medida de 1 m o menos, y con sensibilidad de los equipos de 1 μ gal ($1/10^{-6}$ gal).

Métodos magnéticos

Su fundamento consiste en el estudio de las variaciones locales del campo magnético terrestre, obteniéndose medidas absolutas de la componente vertical del campo magnético. Las anomalías son debidas a diferencias en la susceptibilidad magnética de los suelos y rocas, y a la presencia de minerales permanentemente magnetizados. Los resultados que se obtienen no pueden ser interpretados directamente de manera cuantitativa a partir de los datos de campo; suelen interpretarse de forma cualitativa. En ingeniería geológica las principales aplicaciones son la localización de conducciones metálicas enterradas, contactos litológicos, fallas, diques, masas mineralizadas, etc., siendo su utilidad muy limitada.

La principal ventaja de la magnetometría es que se trata de un método rápido y económico, empleando incluso menos de 30 s en la lectura de cada estación. El área a investigar se cubre habitualmente con una retícula de puntos de medición de espaciado regular y separación variable, en función del objetivo de la investigación. Como norma general la separación entre puntos de medida debe ser como máximo la mitad de la dimensión horizontal menor del cuerpo o anomalía a investigar.

Los equipos más usados en la actualidad son los magnetómetros de protones.

Los trabajos de campo pueden verse seriamente afectados por la presencia de tendidos eléctricos, vías férreas, vehículos en movimiento o si el terreno es muy heterogéneo.

Geofísica en el interior de sondeos

Las técnicas geofísicas en el interior de sondeos constituyen una herramienta de gran utilidad para la medida de determinadas propiedades físicas de las formaciones geológicas atravesadas por las perforaciones, complementando la información obtenida en la testificación de los sondeos y los resultados de la geofísica de superficie.

Testificación geofísica

Los llamados *logs* o *diagraffas* de sondeos determinan propiedades físicas como la densidad, porosidad, grado de saturación, etc., utilizando la información proporcionada por registros eléctricos, nucleares y acústicos. Además de estos parámetros físicos del terreno se obtiene información acerca de las propiedades mecánicas y del estado natural de los materiales. Es aconsejable su empleo en todos los sondeos profundos. Los *logs* o *diagraffas* se realizan introduciendo una sonda hasta el fondo del sondeo y midiendo según asciende, en modo continuo o a intervalos. Los equipos constan de cuatro partes: el instrumento que realiza las medidas o sonda, el cable de conexión y el dispositivo de extensión y recogida del mismo, la batería y la unidad de control y registro (Figura 6.54).

Este tipo de técnicas permite investigar únicamente las zonas circundantes de los sondeos, con lo que los resultados, a priori, no pueden extrapolarse a otros ámbitos, aunque tienen la ventaja de que pueden realizarse hasta varios cientos de metros de profundidad. Los equipos empleados en geotecnia permiten testificar sondeos de pequeño diámetro, entre 50 y 150 mm. La realización de registros en varios sondeos permite

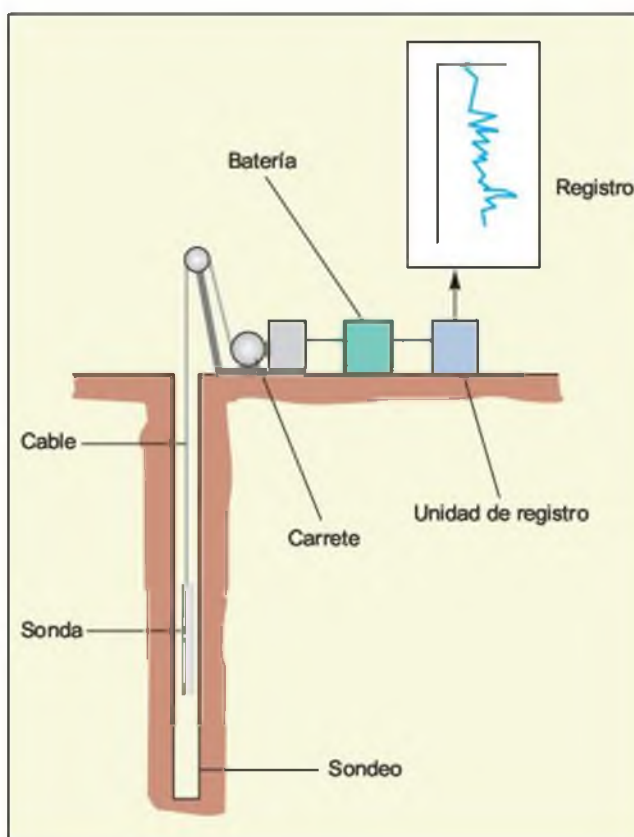


Figura 6.54 Equipo para la testificación geofísica de sondeos (Clayton, Matthews & Simons, 1995).

la correlación entre los mismos. En función del parámetro físico medido, los registros pueden clasificarse en:

- Eléctricos: miden la resistividad eléctrica, potencial espontáneo y conductividad eléctrica.
- Nucleares o radiactivos: gamma natural, gamma espectral, neutrón-neutrón o neutrón-gamma y gamma-gamma.
- Sónicos o acústicos.
- Fluidos: temperatura, conductividad y velocidad de flujo.
- Geométricos: calibre, dipmetro y registro de televisión.

Las sondas eléctricas proporcionan información sobre: la resistividad eléctrica del terreno que rodea al sondeo, que depende principalmente de la salinidad del agua intersticial y del tamaño e interconexión de los poros; el potencial espontáneo (SP), que responde a diferencias de potencial eléctrico entre formaciones, debidas a las diferencias entre la salinidad de fluidos o minerales; la conductividad eléctrica del terreno.

Para la medida de la resistividad eléctrica se requiere que el sondeo esté sin entubar y relleno de líquido. Los registros proporcionan información cualitativa sobre la secuencia litológica, facilitando la correlación entre sondeos. La sonda mide la resistividad del terreno al paso de una corriente introducida artificialmente entre un electrodo A en el sondeo y otro B situado en superficie. El registro SP es una medida pasiva de la diferencia entre el potencial eléctrico de un electrodo M introducido en el sondeo y otro N situado en superficie, pudiéndose atribuir a causas puramente naturales la existencia de dichos potenciales. La sonda de inducción o conductividad permite conocer la respuesta de formaciones eléctricamente conductoras a un campo magnético inducido, obteniéndose un registro continuo de la conductividad del terreno alrededor del sondeo.

Las sondas radiactivas pueden ser pasivas o activas. En el primer caso, miden la emisión natural de radiactividad en el terreno que circunda el sondeo; las activas registran la respuesta del terreno al ser bombardeado por rayos gamma o por un chorro de neutrones. La sonda gamma-natural mide la emisión de radiación gamma. Los rayos gamma son ondas electromagnéticas de frecuencias superiores a 10^{10} MHz emitidos espontáneamente por algunos elementos radiactivos presentes en las rocas, abundantes en materiales arcillosos. Las radiaciones se deben principalmente al isótopo radiactivo K^{40} y a isótopos del uranio y torio. El K forma parte de la estructura cristalina de las micas, illitas, esmectitas y otros minerales arcillosos, por ello los registros de rayos gamma natural se

emplean como indicadores cualitativos del contenido en arcilla en formaciones sedimentarias. Esta sonda puede utilizarse tanto en sondeos entubados como sin entubar. La sonda gamma-gamma tiene como principal utilidad la estimación de la densidad del terreno. Se emplea para el bombardeo una fuente artificial de isótopos radiactivos que emiten rayos gamma (radio-226, cesio-137 y cobalto-60), registrándose los rayos gamma que permanecen, con una determinada pérdida de energía, momentos después; este valor es inversamente proporcional a la densidad de la formación atravesada. El nivel de radiación gamma natural del terreno debe descontarse de la radiación recibida antes de proceder al cálculo de la densidad. La sonda neutrón-neutrón emite un chorro de neutrones y se miden los que permanecen momentos después, con una determinada pérdida de energía (neutrones térmicos). La sonda neutrón-gamma mide la emisión de los rayos gamma que se produce al ser absorbidos los neutrones térmicos por los átomos. Son muy sensibles a la presencia de átomos de hidrógeno. La sonda neutrón-neutrón permite determinar la cantidad de agua existente en el terreno. Si éste se encuentra saturado, el registro de neutrones proporciona una medida directa de su porosidad. Para la interpretación del registro de neutrones hay que tener en cuenta el diámetro del sondeo, el tipo de líquido en su interior, el tipo de tubería de revestimiento, la litología de los materiales y el grado de saturación del terreno.

Los registros sónicos o acústicos miden la velocidad de propagación y las características de atenuación de las ondas elásticas a través de la formación atravesada por el sondeo, magnitudes que pueden correlacionarse con las propiedades mecánicas y el grado de fracturación de los materiales.

Dentro de los registros de fluidos destaca la sonda de temperatura, que registra la temperatura del fluido del sondeo en función de la profundidad. Facilita información de los puntos o zonas por los que penetra el agua al taladro. La sonda de conductividad mide la conductividad eléctrica del fluido del interior del sondeo, y mediante el registro de la velocidad de flujo se determina la velocidad de ascenso o descenso del fluido.

Entre las medidas geométricas habitualmente se emplea: la sonda de calibre (*caliper*), que proporciona un registro gráfico continuo del diámetro del sondeo, así como datos sobre la rugosidad o irregularidades de las paredes asociadas, por ejemplo, a cambios litológicos, huecos, zonas fracturadas o disueltas, etc; si el registro es detallado pueden identificarse incluso fracturas individuales. Este registro se emplea también en correlaciones con los resultados de otros tipos de sondas. El dipmetro (*diplog*) proporciona el buzamiento y la dirección del buzamiento de las disconti-

nuidades atravesadas por el sondeo, mediante la introducción de dispositivos eléctricos «micro» montados de tal forma que van registrando diametralmente las discontinuidades en las paredes. Así mismo, permite determinar la magnitud y dirección de la desviación del sondeo. La sonda televisiva proporciona una grabación de las paredes en sondeos sin agua o con agua limpia, permitiendo observar contactos litológicos, discontinuidades, fracturas, cavidades, etc.

Sísmica en sondeos

Se realiza mediante la introducción, en un sondeo previamente revestido, de una sonda triaxial que registra los tiempos de llegada de las ondas P y S, a partir de los cuales se calculan las velocidades de transmisión y los módulos de deformación dinámicos del terreno. Estas constantes dependen de la velocidad de las ondas elásticas longitudinales, V_p , y transversales, V_s , y de la densidad del material, ρ (ver Ensayos de deformabilidad-Métodos sísmicos en el Apartado 6.5 de este Capítulo y en el Apartado 3.6 del Capítulo 3).

El cálculo de la velocidad de las ondas P a partir de la sísmica de refracción desde superficie es una práctica habitual, utilizando para ello las dromocronas de los perfiles sísmicos. Las dificultades aparecen en la localización de la llegada de las ondas S en los sismogramas; para mejorar la recepción e identificación se utilizan básicamente dos técnicas que se realizan en el interior de sondeos y que se denominan down-hole y cross-hole. Tanto los sensores como los instrumentos de golpeo y la propia ejecución del golpeo exigen una cierta especialización para trabajar en el interior del sondeo y recoger de forma adecuada las ondas transversales o de cizalla. En la Figura 6.55 se muestran unos ejemplos de dispositivos de golpeo para generar ondas de cizalla. A continuación se describen las técnicas de investigación empleadas habitualmente.

CROSS-HOLE

Se realiza entre dos o tres sondeos próximos. En dos de ellos se introduce la sonda triaxial a distintas profundidades y en el otro se realiza el golpeo también a profundidad variable. El resultado es una sección de las diferentes velocidades del terreno entre los sondeos.

DOWN-HOLE Y UP-HOLE

Se lleva a cabo en un único sondeo en el que la sonda triaxial se dispone a distintas cotas, generalmente con un espaciado regular entre ellas, procediendo a realizar

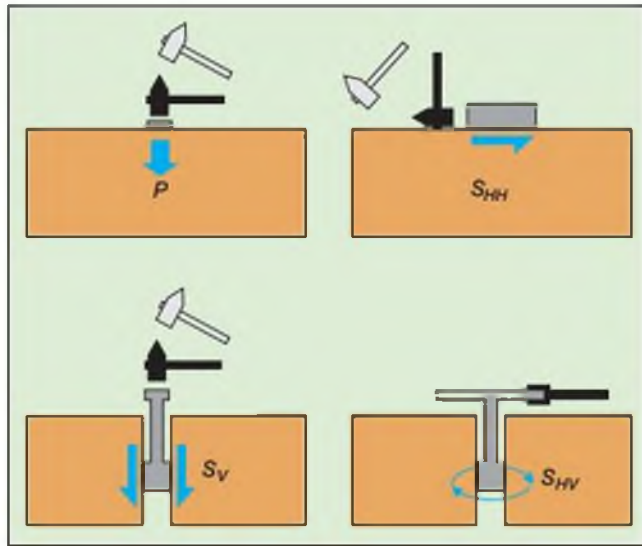


Figura 6.55 Ejemplos de dispositivos de golpeo para la generación de ondas P y S; S_{HH} y S_V; ondas S polarizadas en el plano horizontal y vertical (Clayton, Matthews & Simons, 1995).

los golpes desde la superficie del sondeo (down-hole) o desde el fondo (up-hole). Los impulsos en superficie se realizan por golpeo lateral sobre un cuerpo fijado al suelo con un peso que lo inmoviliza. Se obtiene un perfil de velocidades del terreno.

El geófono que se emplea tiene tres componentes, dos dispuestas horizontalmente y ortogonales entre sí, y una tercera vertical. Esta configuración permite identificar la llegada de las ondas S por comparación de los sismogramas recibidos en la misma componen-

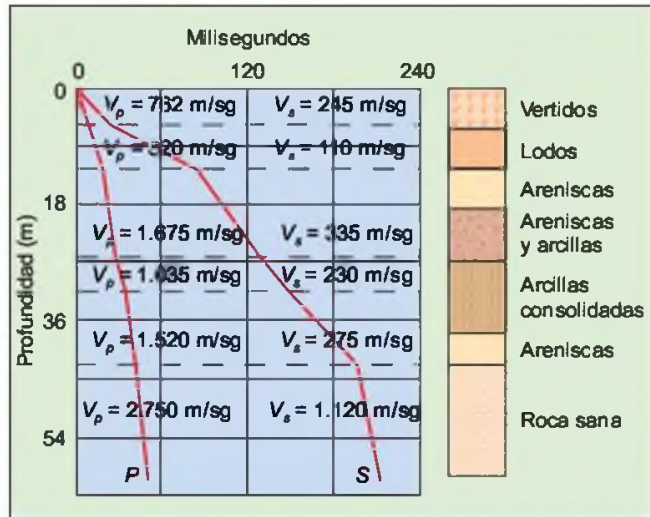


Figura 6.56 Velocidades de propagación de ondas P y S en un ensayo cross-hole.

te pero procedente de golpeo en direcciones contrarias. Identificado el tiempo de llegada de las ondas P y S, la representación de curvas tiempo-distancia (dromocronas), permite calcular las velocidades V_p y V_s , y, a partir de ellas, el módulo de Young y el coeficiente de Poisson.

Estas técnicas son empleadas habitualmente en ingeniería geológica en el diseño de obras subterráneas y cimentaciones singulares.

Tomografía sísmica

La tomografía es un método de investigación geofísica en el interior de sondeos, que permite obtener una «imagen» de la distribución espacial de la velocidad de propagación de las ondas sísmicas en la sección del terreno afectada.

La tomografía sísmica consiste en la generación de impulsos sísmicos mediante medios mecánicos desde el interior de sondeos y en la superficie del terreno, recibiendo las señales en geófonos instalados en múltiples puntos del interior de sondeos y/o de la superficie. Se estudia así la respuesta del terreno ante múltiples impulsos sísmicos desde multitud de puntos, midiendo los tiempos de llegada de las ondas. La sección de terreno afectada por el ensayo se divide en «pixels», y el tiempo de propagación entre un punto de emisión y uno de recepción será igual a la suma de los tiempos recorridos en cada «pixel», que a su vez depende de la velocidad y espacio recorrido en cada uno de ellos. Si se dispone de tantas ecuaciones (trazas) como incógnitas (velocidades y espacios), se puede realizar un mapa con la distribución de velocidades en la sección. Es evidente que el tamaño y por tanto el número de «pixels» depende del número de trazas realizado (Figura 6.57).

A partir de las experiencias sobre el uso de esta técnica se pueden aportar las siguientes conclusiones:

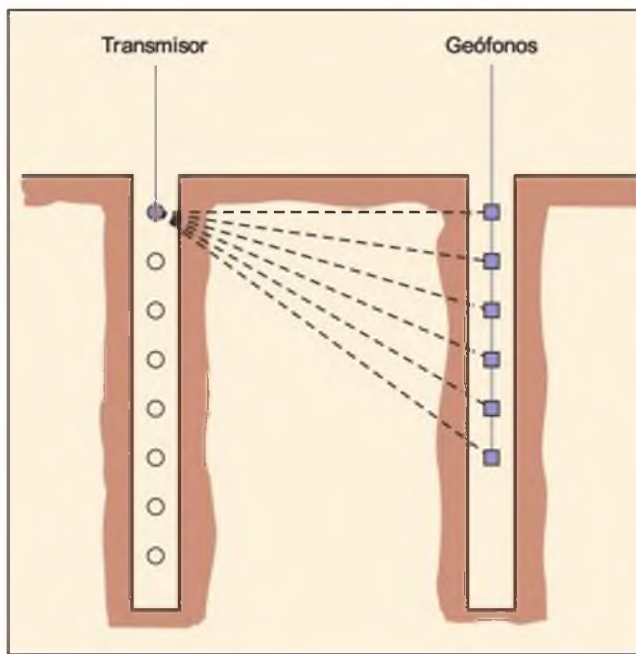


Figura 6.57 Ejemplo de investigación mediante tomografía sísmica.

- Las anomalías que presentan baja velocidad de transmisión, como cavidades o huecos, presentan mayor dificultad de localización que las zonas de velocidad elevada, tales como núcleos de roca sana.
- Los valores de velocidad de propagación de ondas sísmicas se pueden emplear para comparar las propiedades de los materiales entre sí, pero no deben emplearse como valores absolutos en cálculos ingenieriles.
- La interpretación del terreno es más fiable cuanto menores son los contrastes de velocidad.
- Las estructuras planares, como las fallas, pueden estudiarse en detalle mediante esta técnica.

6.5

Ensayos *in situ*

Los ensayos *in situ* tienen gran importancia para la determinación de las propiedades geotécnicas de los materiales. A partir de ellos se miden los parámetros que determinan el comportamiento geomecánico del terreno, como la resistencia, deformabilidad, permeabilidad, etc.

La principal ventaja de los ensayos *in situ* es que son más representativos que los ensayos de laboratorio con respecto a las condiciones del terreno en el que se va a construir la obra o estructura, al involucrar un volumen considerablemente mayor de material y estar éste en condiciones naturales. Sin embargo, la escala de los ensayos *in situ* no alcanza a representar todo el conjunto de macizo rocoso o suelo, lo que debe tenerse en cuenta para su interpretación y extrapolación de resultados.

Ensayos de resistencia

Ensayos en suelos

Ensayo de penetración estándar (SPT)

Este ensayo de penetración dinámica se realiza en el interior de sondeos durante la perforación. Permite obtener un valor N de resistencia a la penetración que puede ser correlacionado con parámetros geotécnicos como la densidad relativa, el ángulo de rozamiento, la carga admisible y los asientos en los suelos granulares. En el ensayo también se obtiene una muestra alterada, para realizar ensayos de identificación en laboratorio.

El ensayo SPT puede ejecutarse prácticamente en todo tipo de suelos, incluso en roca muy alterada, aunque es en los suelos granulares donde se realiza preferentemente; la dificultad de obtener muestras inalteradas en este tipo de suelos añade relevancia al SPT.

La frecuencia habitual para la realización del SPT a lo largo del sondeo es de un ensayo cada 2 a 5 m, o incluso mayor, en función de las características del terreno.

El procedimiento a seguir consiste en limpiar cuidadosamente la perforación al llegar a la cota deseada para el ensayo, tanto las paredes como el fondo, retirando la batería de perforación e instalando en su lugar un tomamuestras de dimensiones estándar. El tomamuestras consta de tres elementos: zapata, tubo bipartido y cabeza de acoplamiento con el varillaje (Figura 6.58). Éste se debe hincar en el terreno 60 cm, contando el número de golpes necesarios para hincar tramos de 15 cm. El golpeo para la hincada se realiza con una maza de 63,5 kg cayendo libremente desde una altura de 76 cm sobre una cabeza de golpeo o yunque (Figura 6.59). La lectura del golpeo del pri-



Figura 6.58 Tomamuestras, puntazas y elementos del ensayo SPT (foto L. González de Vallejo).



Figura 6.59 Equipo de SPT (foto L. González de Vallejo).

mero y último tramo no se debe tener en cuenta, por la alteración del suelo o derrumbes de las paredes del sondeo en el primer caso, y por posible sobrecompacción en el segundo. La suma de los valores de golpeo de los dos tramos centrales de 15 cm es el valor N , denominado también resistencia a la penetración estándar. En ocasiones, dada la alta resistencia del terreno, no se consigue el avance del tomamuestras. En estos casos, el ensayo se suspende cuando se exceden 100 golpes para avanzar un tramo de 15 cm, y se considera rechazo.

El resultado de los ensayos SPT puede verse afectado por factores como:

- Preparación y calidad del sondeo: limpieza y estabilidad de las paredes de la perforación.
- Longitud del varillaje y diámetro del sondeo: condicionan el peso del elemento a hincar y la fricción con las paredes del sondeo.
- Dispositivo de golpeo: puede ser manual o automático, existiendo diferencias notables entre los resultados de ambos. Deben emplearse dispositivos automáticos, pues garantizan la aplicación de la misma energía de impacto en todos los casos.

Cuando el ensayo se realiza por debajo del nivel freático se utiliza la siguiente corrección (Terzaghi y Peck, 1948), aplicable a suelos poco permeables (limos y arenas finas):

$$N = 15 + [(N' - 15)/2]$$

válida para $N' > 15$, siendo N el valor corregido y N' el valor medido.

El extendido uso del SPT ha permitido establecer una serie de correlaciones con diferentes parámetros geotécnicos:

- Con la compacidad para suelos granulares (Cuadro 2.5, Capítulo 2).

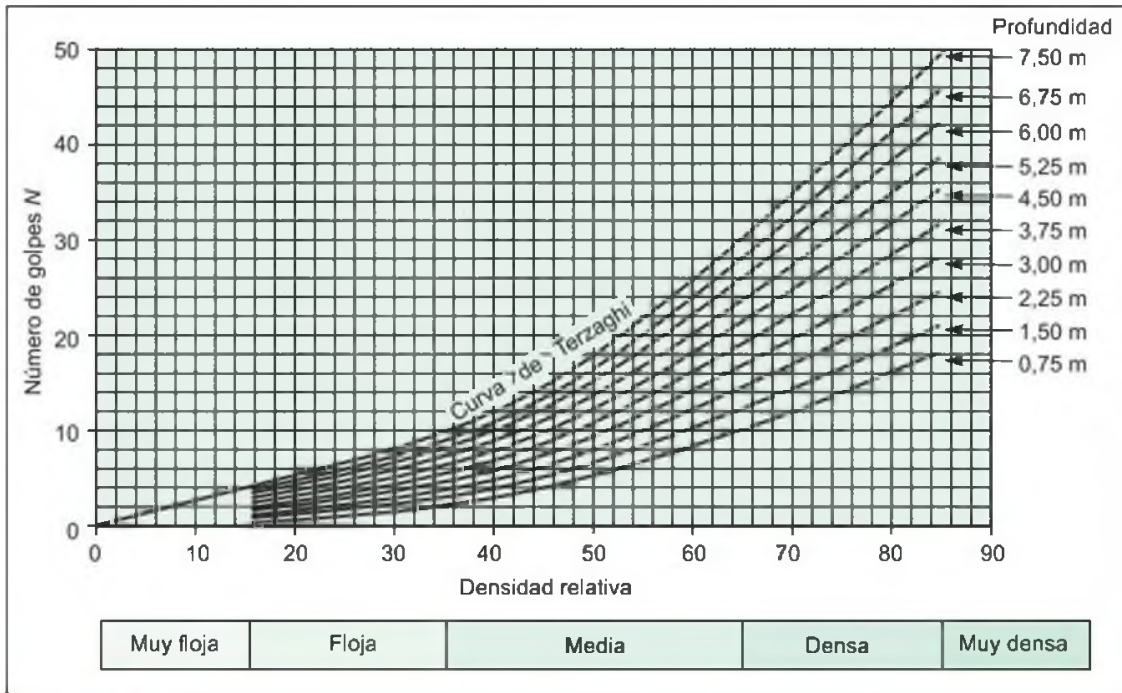


Figura 6.60 Interpretación de datos SPT, teniendo en cuenta la profundidad (Thornburn, 1963).

- Con la densidad relativa, teniendo en cuenta la influencia de la profundidad (Figura 6.60).
- Con el ángulo de rozamiento en suelos granulares, ϕ ; aplicable a partir de 2 m de profundidad (Figura 6.61).

Ensayos de penetración dinámica

Estos ensayos sencillos y económicos permiten estimar la resistencia a la penetración de los suelos en función de la profundidad. Cuando se dispone de información geológica (sondeos o calicatas en zonas próximas) se pueden correlacionar las diferentes capas de suelos. Son muy utilizados en estudios geotécnicos para la cimentación de estructuras, en obras lineales y en edificación.

El método consiste en la hincada en el terreno de una puntaza metálica, unida a un varillaje, mediante golpeo. El equipo de golpeo se compone de una maza, un yunque y unas guías. El yunque transmite la energía recibida a la puntaza mediante unas varillas que se van acoplado sucesivamente según progresa el ensayo. La maza cae libremente, y la velocidad en el momento de iniciar la caída debe ser igual a cero. El yunque se une rígidamente al varillaje y su diámetro es igual o superior a 100 mm y menor o igual que la mitad del diámetro de la maza. Existen varios tipos de ensayos en función de la energía de golpeo, estando

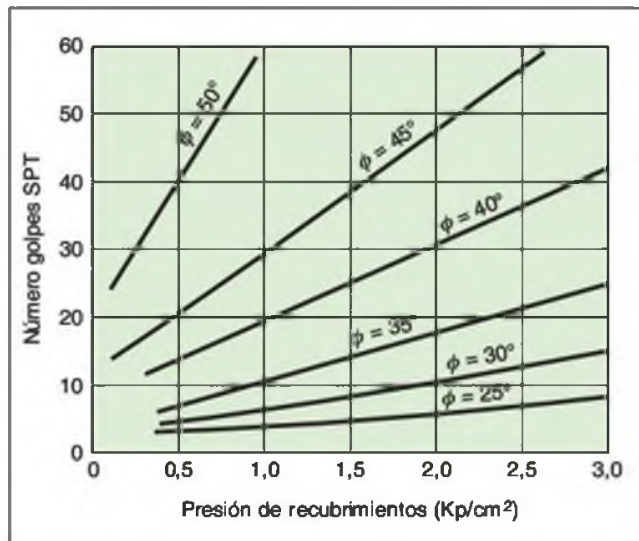


Figura 6.61 Estimación del valor de ϕ a partir del valor N en arenas (De Mello, 1971).

justificado el uso de cada equipo según sea la consistencia del terreno.

■ ENSAYO BORROS

Puede realizarse a profundidades considerables, en ocasiones superiores a 25 m (Figuras 6.62 y 6.63). La

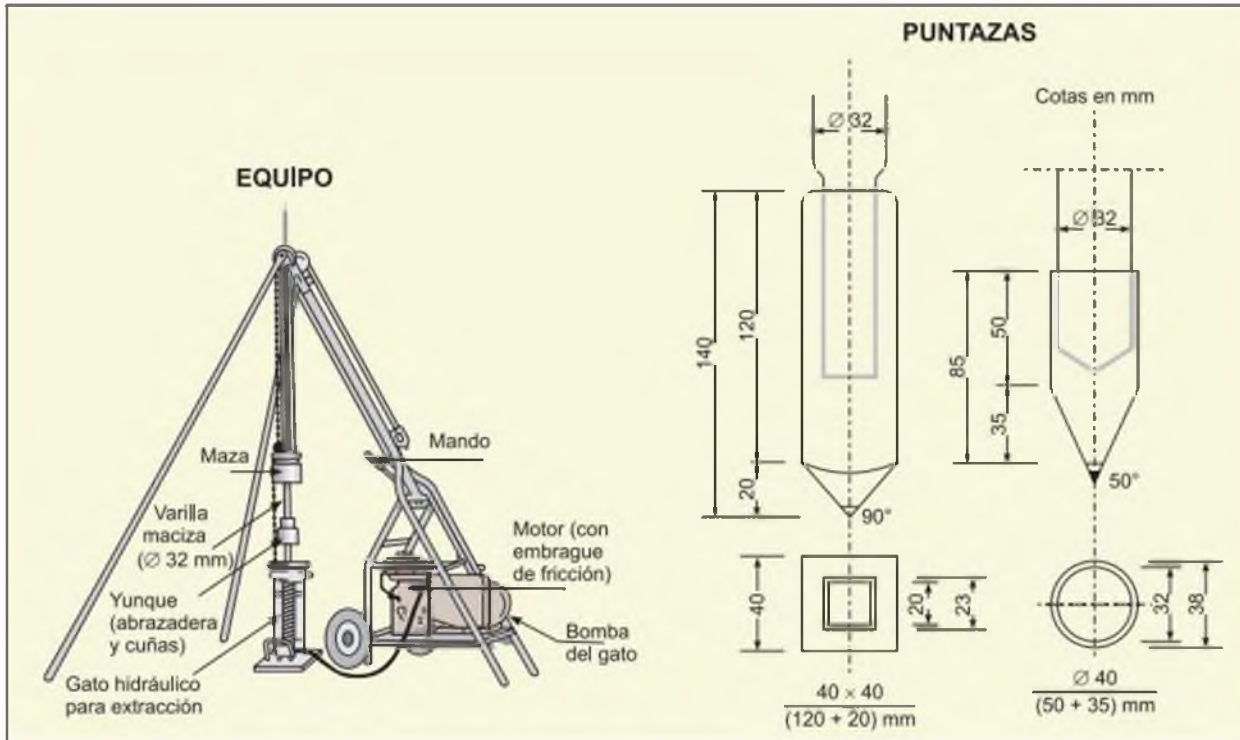


Figura 6.62 Ensayo de penetración dinámica tipo Borros, dispositivo y puntazas (Jiménez Salas *et al.*, 1976).

maza, de 63,5 kg de peso, cae libremente desde una altura de 0,50 m. Las puntazas pueden ser cuadradas o cónicas. El registro del número de golpes N_b se efectúa cada 20 cm. Si son necesarios más de 100 golpes para hincar los 20 cm de tubería se considera rechazo y se suspende la prueba.

Se puede estimar de forma aproximada que $N = N_b$, para N_b comprendido entre 8 y 12. Para valores mayores, N_b resulta ser algo mayor que N . Dhalberg (1974) propuso dos correlaciones, no estrictamente equivalentes, aplicables únicamente a suelos arenosos:

$$\log(N_b) = 0,035N + 0,668 \pm 0,044$$

$$N = 25,0 \log(N_b) - 15,16 \pm 1,16$$

■ ENSAYO DPL (DYNAMIC PROBING LIGHT)

Ensayo muy ligero aplicable a profundidades de hasta 8 m. Se emplea una maza de 10 kg con una altura de caída de 0,50 m. El área de la punta es de 10 cm². Se debe contar el número de golpes necesario para hacer avanzar la punta 10 cm (N_{10}). Se obtiene un registro del golpeo a lo largo de toda la profundidad del ensayo en intervalos de 10 cm.

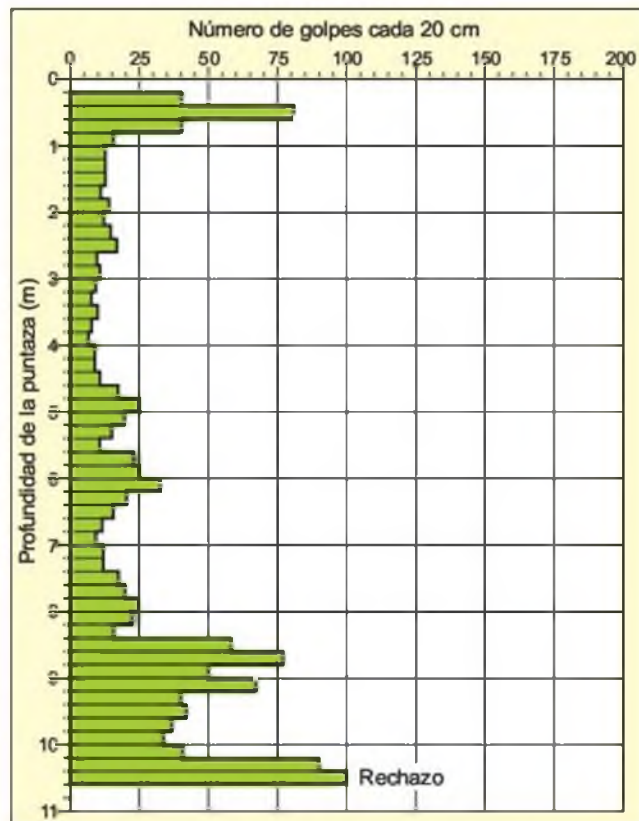


Figura 6.63 Registro del ensayo Borro (IGME, 1987).

■ ENSAYOS DPM (DYNAMIC PROBING MEDIUM)

Permiten estudiar profundidades de hasta 20 m. La maza tiene una masa de 30 kg cayendo libremente desde 0,50 m (N_{10}).

■ ENSAYOS DPH (DYNAMIC PROBING HEAVY)

Para profundidades de hasta 20-25 m. La maza es de 50 kg y la altura de caída de 0,50 m. El registro de golpeo se toma cada 10 cm (N_{10}).

■ ENSAYOS DPSS (DYNAMIC PROBING SUPER HEAVY)

Pueden realizarse a profundidades mayores de 25 metros. La maza es de 63,5 kg, siendo la altura de caída de 0,75 m. Los golpes necesarios para la hincas se registran cada 20 cm (N_{20}).

La presentación de los resultados de los ensayos de penetración se realiza en un estadillo con el parte de trabajo (localización, profundidad, equipos, incidencias, observaciones) y los gráficos resultantes, en los que se representan los valores de golpeo de N_{10} ó N_{20} en el eje de abscisas, y la profundidad de penetración en el eje de ordenadas (Figura 6.63).

Ensayos de penetración estática

También llamados ensayos C.P.T. (*cone penetration test*), miden la reacción del suelo ante la penetración continua de una punta cónica mediante dos parámetros: la resistencia de punta (q_c) y el rozamiento lateral (f_s). La instalación de un sensor adicional de la presión intersticial constituye un equipo denominado *piezocono* (C.P.T.U.), que además de medir q_c y f_s , registra las presiones intersticiales, u , que se van generando durante la hincas; también se pueden instalar sensores adicionales de temperatura, inclinación, etc.

El ensayo de penetración estática (Figura 6.64) consiste en hincar en el suelo una punta cónica a presión y a velocidad constante midiendo el esfuerzo necesario para la penetración del cono, q_c . Si se emplea un cono de tipo móvil se puede medir el rozamiento lateral local, f_s , y en el caso de utilizar un piezocono se registrará, además, la presión intersticial que se va generando durante la hincas. Los parámetros medidos durante el ensayo, q_c , f_s y u , se representan gráficamente respecto a la profundidad. En la Figura 6.65



Figura 6.64 Equipo de penetración estática (cortesía de M. Devicenci).

puede observarse que los picos que se producen en la presión intersticial permiten determinar la presencia de pequeñas capas limosas o arenosas intercaladas entre los paquetes más impermeables, así como detectar las capas impermeables intercaladas entre los estratos arenosos, obteniendo de esta manera una interpretación de la estratigrafía del terreno.

Los ensayos de penetración estática se realizan en suelos granulares y en suelos cohesivos de consistencia blanda. La presencia de bolos, gravas, suelos cementados y roca produce rechazo y daños en los equipos. Estos ensayos se utilizan para el cálculo de cimentaciones, y proporcionan información continua del terreno ensayado. A partir de los datos obtenidos se pueden establecer correlaciones con otros parámetros geotécnicos, algunas de las cuales son:

- Con el ángulo de rozamiento interno para suelos granulares; aunque no existe una relación simple y general, en la Figura 6.66 se da una orientación.
- Con el módulo de Young, E , para suelos granulares. Schmertmann (1978) propone la relación:

$$E = 2,5q_c$$

siendo q_c la resistencia unitaria por punta.

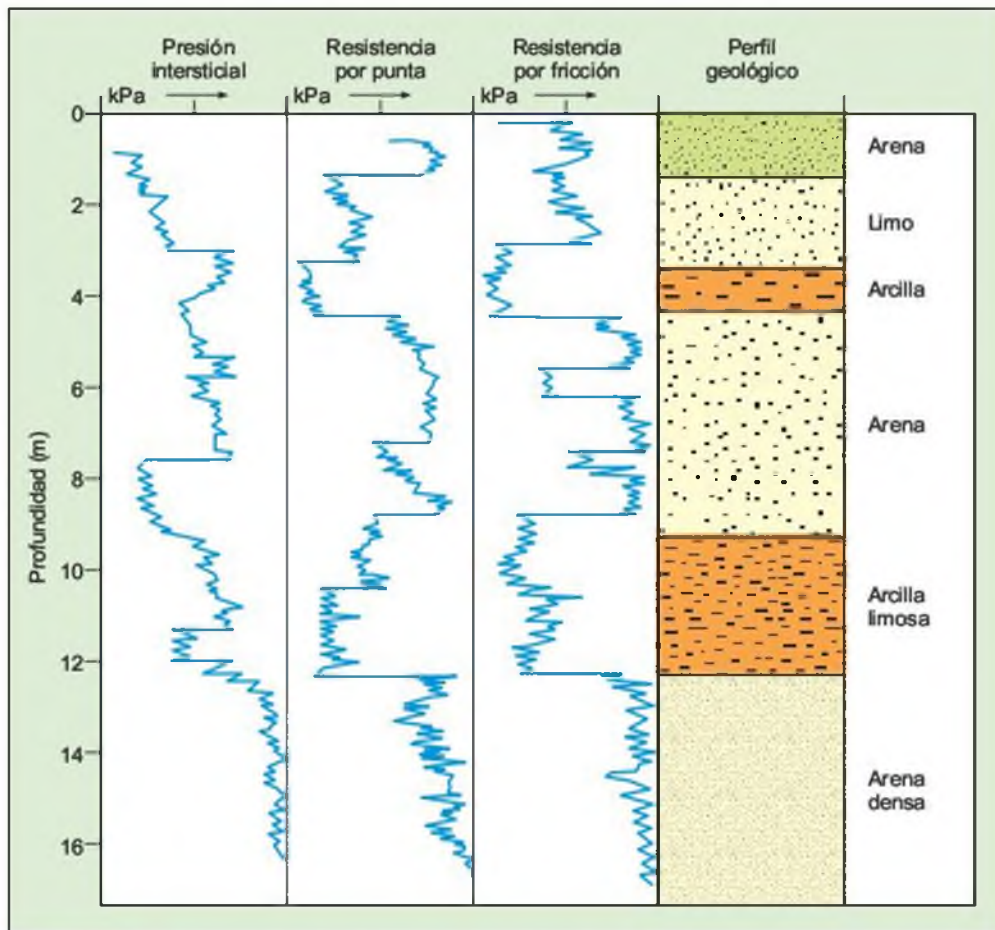


Figura 6.65 Esquema de un registro del ensayo de penetración estática con piezocono.

Ensayo de molinete (*vane test*)

Este ensayo se realiza habitualmente en el fondo de un sondeo en ejecución o una vez que éste ha finalizado. Igualmente, se puede realizar desde la superficie del terreno en la modalidad de hinca dinámica o estática (*vane-borer*). El ensayo de molinete se emplea para determinar la resistencia al corte sin drenaje de suelos cohesivos blandos, siendo adecuado para materiales saturados.

El procedimiento consiste en la hinca de un «molinete», constituido por cuatro palas de acero soldadas a una varilla central (Figura 6.67). Las palas se introducen en el fondo del sondeo hasta una profundidad de 5 veces H (H es la altura de las palas, normalmente de 50 ó 100 mm). A continuación se hacen rotar las palas con una velocidad constante de $0,1^\circ/\text{s}$ ($6^\circ/\text{min}$) y se mide el momento de torsión T necesario para romper el suelo. Al tratarse de un ensayo rápido, se realiza en condiciones sin drenaje, por lo que la resistencia al corte será la resistencia sin drenaje, que equivaldrá a la cohesión del material (para $\phi = 0^\circ$).

También debe medirse la resistencia residual o valor de resistencia estabilizado una vez que el suelo ha roto. La separación entre puntos de ensayo debe ser de al menos 0,5 a 0,7 m a lo largo de la perforación.

La resistencia al corte sin drenaje, S_u , se obtiene en función del momento de torsión, y de la sensibilidad del terreno, S_r :

$$S_u = 2M/[\pi D^2(H + D/3)]$$

$$S_r = S_{u(\text{max})}/S_{u(\text{residual})}$$

siendo M el par de giro necesario para romper el terreno, H la altura de las palas, D el diámetro del molinete, $S_{u(\text{max})}$ la resistencia de pico al corte sin drenaje y $S_{u(\text{residual})}$ la resistencia residual del suelo hasta que el valor de T (momento de torsión) se estabiliza.

Ensayos en la matriz rocosa

En el Apartado 3.4 del Capítulo 3 se describen los ensayos de laboratorio para medir la resistencia de la

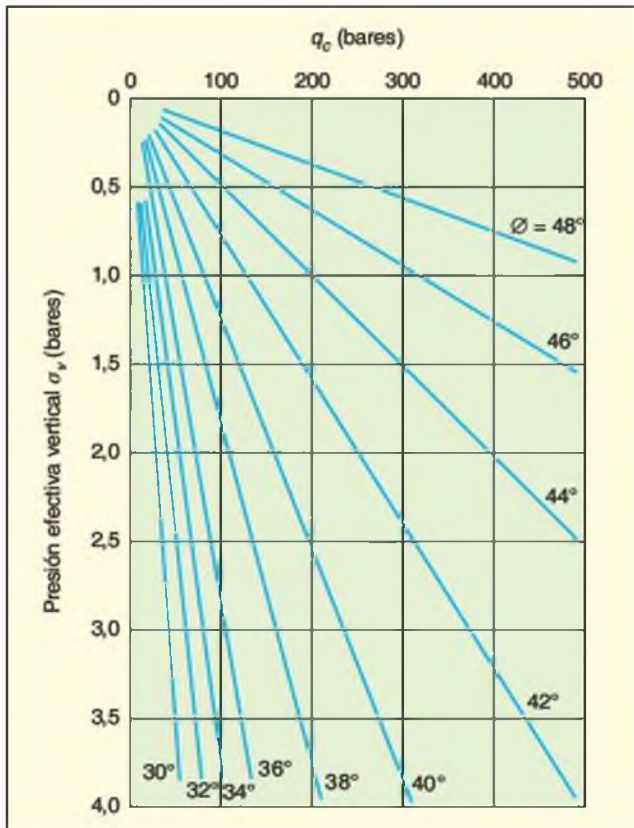


Figura 6.66 Relación entre la resistencia por punta q_c y el ángulo de rozamiento interno para arenas no cementadas (Robertson y Campanella, 1983).

matriz rocosa. En campo es posible estimarla mediante el esclerómetro o martillo Schmidt y el ensayo de carga puntual (PLT).

Esclerómetro o martillo Schmidt

Este ensayo permite estimar de forma aproximada la resistencia a compresión simple mediante una sencilla correlación, siendo aplicable fundamentalmente a matriz rocosa, pero también a discontinuidades. Su uso está muy extendido dada la facilidad y rapidez de utilización.

El esclerómetro consiste en un pequeño aparato metálico de geometría cilíndrica que dispone de un muelle en su interior y de un punta retráctil, la cual, al ser presionada contra la roca hace que el muelle se dispare (Figura 6.68). Para la realización del ensayo, en primer lugar, se limpia la zona a ensayar, que debe estar libre de fisuras o grietas, eliminando la pátina de roca meteorizada. A continuación se aplica el martillo, presionando hasta que salta el muelle; el aparato debe colocarse perpendicular al plano de ensayo. En

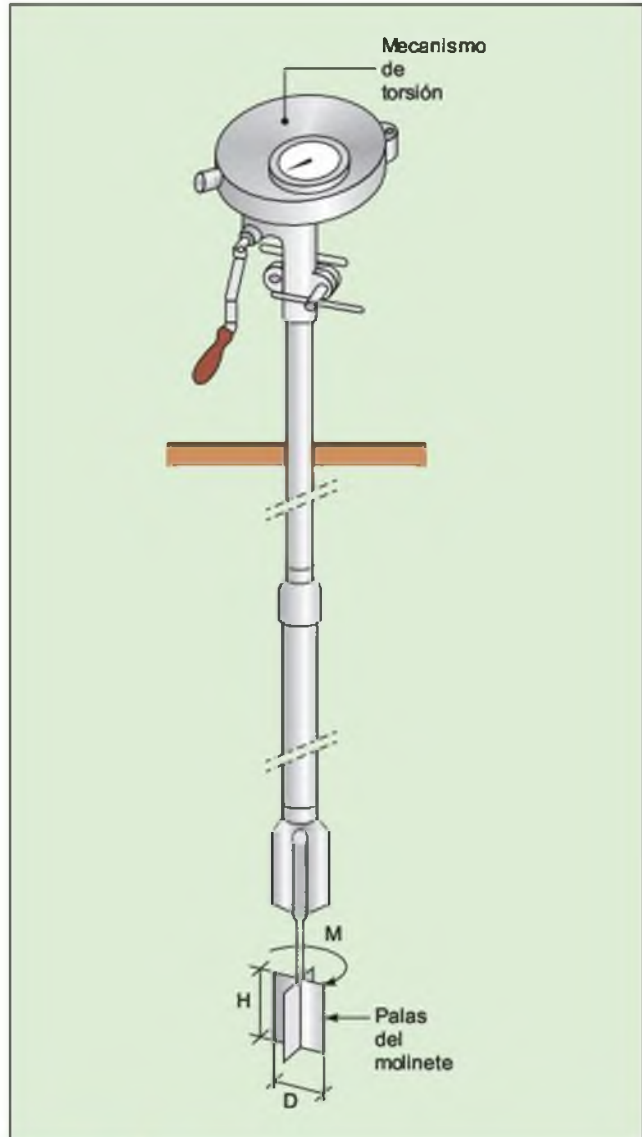


Figura 6.67 Ensayo de molinete o wane test (Mazariegos, 1993).



Figura 6.68 Martillo Schmidt (cortesía de Prospección y Geotecnia).



Recuadro 6.2

Ejemplo de cálculo de la resistencia a partir del martillo Schmidt

A partir de los datos de rebote obtenidos con el martillo Schmidt sobre matriz rocosa, calcular la resistencia a compresión simple de la roca, cuya densidad es 27 kN/m^3 .

Valores de rebote del martillo: 49; 46,5; 45,5; 45; 44,3; 50; 48,5; 46; 43,2; 44 (el martillo se ha aplicado perpendicularmente a una pared vertical durante el ensayo).

Solución: se calcula el valor del rebote medio con los datos de campo. Para ello de cada 10 valores se eliminan los cinco menores y se obtiene el valor medio con los cinco restantes (en caso de tener 12 valores se elimi-

nan 6). Por lo tanto, quedarían los siguientes valores para el cálculo de la media: 46, 46,5, 48,5, 49, 50 y se obtendría un valor del rebote medio igual a 48.

En función de la inclinación del martillo, se entra con el valor del rebote medio en el gráfico que aparece en este recuadro, desde el eje de abscisas hasta alcanzar el valor de la densidad de la roca estudiada. A partir de este punto, se traza una línea horizontal hasta cortar el eje de ordenadas, obteniendo de esta forma el valor de la resistencia a compresión simple de la roca, que será igual a 125 MPa.

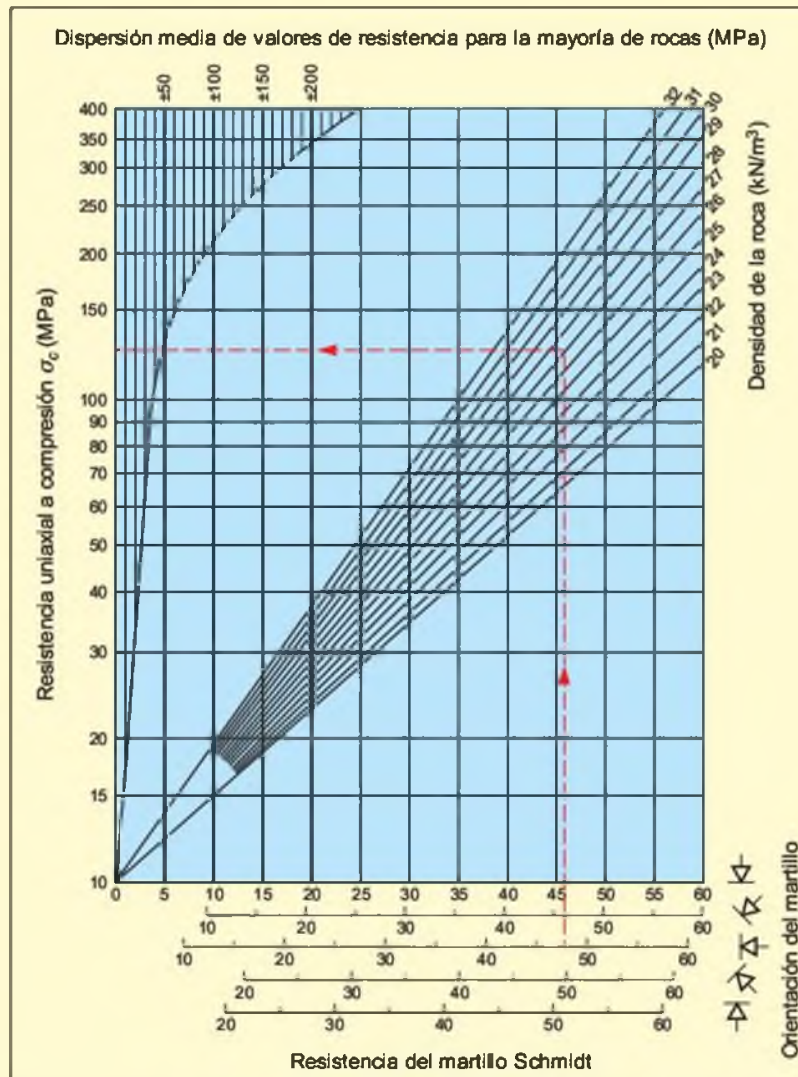




Figura 6.69 Ensayo de carga puntual. En primer plano el martillo Schmidt (foto L. González de Vallejo).

función de la dureza o resistencia de la roca, el muelle sufre mayor o menor rebote, valor que queda reflejado en una escala situada al costado del aparato. Deben realizarse en cada punto de medida 10 percusiones con el martillo, eliminando los 5 valores más bajos y tomando el valor promedio de los restantes.

Los valores de rebote obtenidos se correlacionan mediante un ábaco con la resistencia a compresión simple, en función de la densidad de la roca y de la inclinación del martillo y del plano ensayado. En el Recuadro 6.2 se muestra un ejemplo de aplicación. Es conveniente disponer de algún ensayo de laboratorio de resistencia a la compresión simple que permita calibrar las medidas y establecer correlaciones.

Ensayo de carga puntual

También denominado PLT (*point load test*) o ensayo Franklin. Se utiliza para determinar la resistencia a compresión simple de fragmentos irregulares de roca o de testigos cilíndricos de sondeos, a partir del in-

dice I_p obtenido en el ensayo. Los resultados son más fiables si se ensayan testigos. El ensayo no está indicado para rocas blandas o con anisotropía muy marcada (esquistos, pizarras, etc.).

El procedimiento consiste en romper una muestra entre dos puntas cónicas metálicas accionadas por una prensa portátil (Figuras 6.69 y 6.70). A partir de la carga de rotura se obtiene un índice, I_p , que puede ser correlacionado con la resistencia a compresión simple del material ensayado:

$$I_p = P/D^2$$

siendo P la carga de rotura y D el diámetro de la probeta o altura de la muestra ensayada (distancia entre puntas). La longitud del testigo debe ser, como mínimo, de 1,5 veces el diámetro. La correlación entre el índice I_p y la resistencia a compresión simple de la roca, σ_c , es:

$$\sigma_c = f I_p$$

donde el factor f varía según el diámetro de la muestra. Para un diámetro de 50 mm, $f = 23$:

$$\sigma_c = 23 \cdot I_p$$

Para muestras con diámetros diferentes a 50 mm es necesario corregir el valor de I_p con la ayuda del ábaco mostrado en la Figura del Recuadro 6.3, donde se incluye un ejemplo del cálculo de la resistencia mediante el ensayo de carga puntual (PLT).

Ensayos en discontinuidades

Ensayo de resistencia al corte

Este ensayo consiste en medir la resistencia al corte de un plano de discontinuidad *in situ*. Se realiza en galerías o en superficie, tallándose bloques de roca cuyas dimensiones pueden variar entre $0,4 \times 0,4$ m y

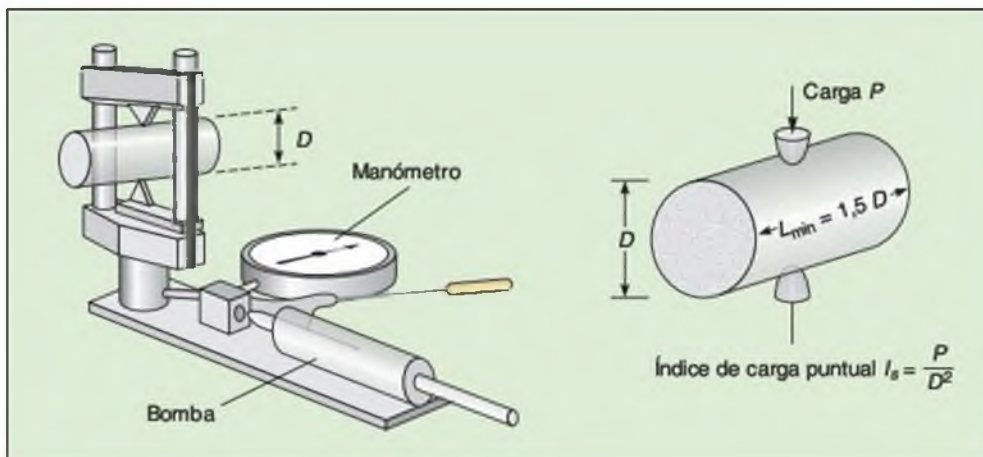


Figura 6.70 Ensayo de carga puntual PLT.



Recuadro 6.3

Cálculo de la resistencia mediante el ensayo PLT

La correlación entre el índice I_p y la resistencia a compresión simple de la roca está referida a testigos de 50 mm de diámetro, por lo que será necesario aplicar una corrección cuando los testigos tengan un diámetro diferente. Para ello se emplea el ábaco de la Figura adjunta siguiendo el siguiente procedimiento:

- Se entra en el eje de ordenadas del ábaco con el valor de I_p calculado para el diámetro D de la muestra ensayada.
- Se sigue la línea horizontal hasta cortar la línea vertical del diámetro D de la muestra ensayada (los diámetros aparecen en el eje de abscisas).
- A partir de este punto de corte se lleva una línea paralela a las curvas del ábaco hasta cortar la línea vertical correspondiente al diámetro de 50 mm.

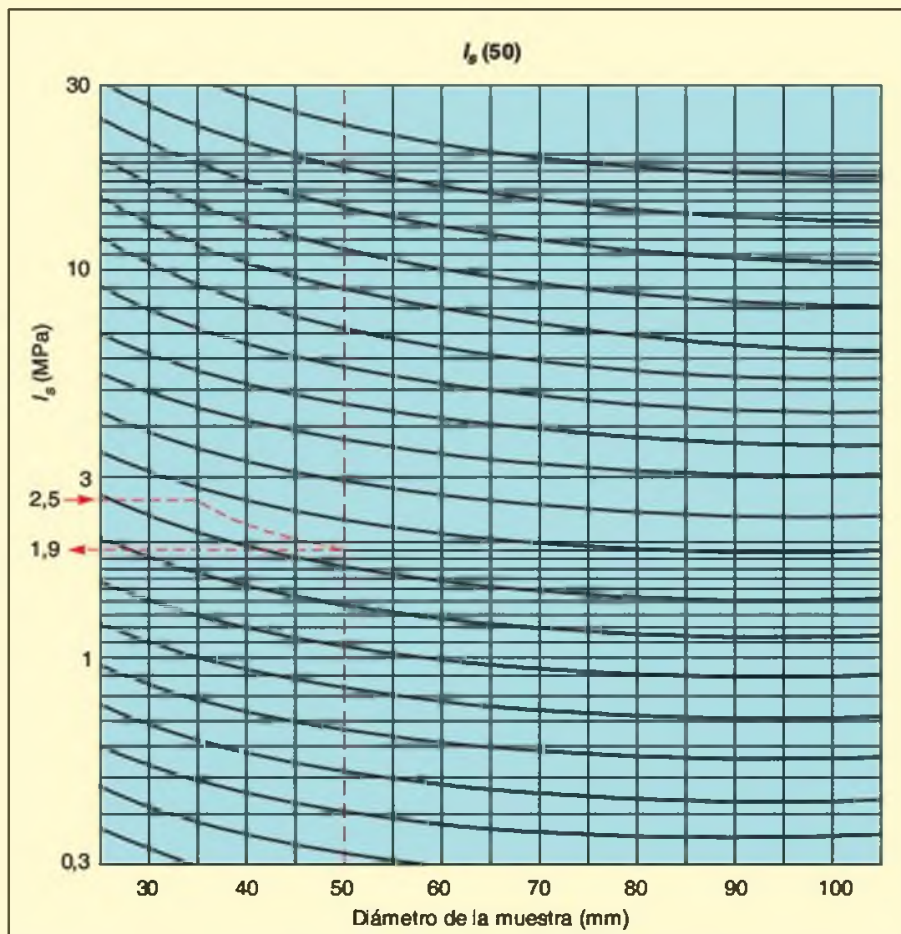
- Este punto se proyecta en horizontal sobre el eje de ordenadas y se lee el nuevo valor corregido de I_p correspondiente a un diámetro de 50 mm y que podrá ser utilizado para hallar la resistencia a compresión simple con la expresión:

$$\sigma_c = 23I_p$$

Ejemplo:

Se ensaya una muestra de 3,5 cm de diámetro y se obtiene un índice $I_p = P/D^2 = 2,5 \text{ MN/m}^2$; el valor de I_p corregido será de $1,9 \text{ MN/m}^2$ (ver figura adjunta).

Este valor de I_p será el que se introduzca en la fórmula $\sigma_c = 23I_p$, dando como resultado una resistencia a compresión simple para la roca ensayada de $43,7 \text{ MN/m}^2$ ó $43,7 \text{ MPa}$.



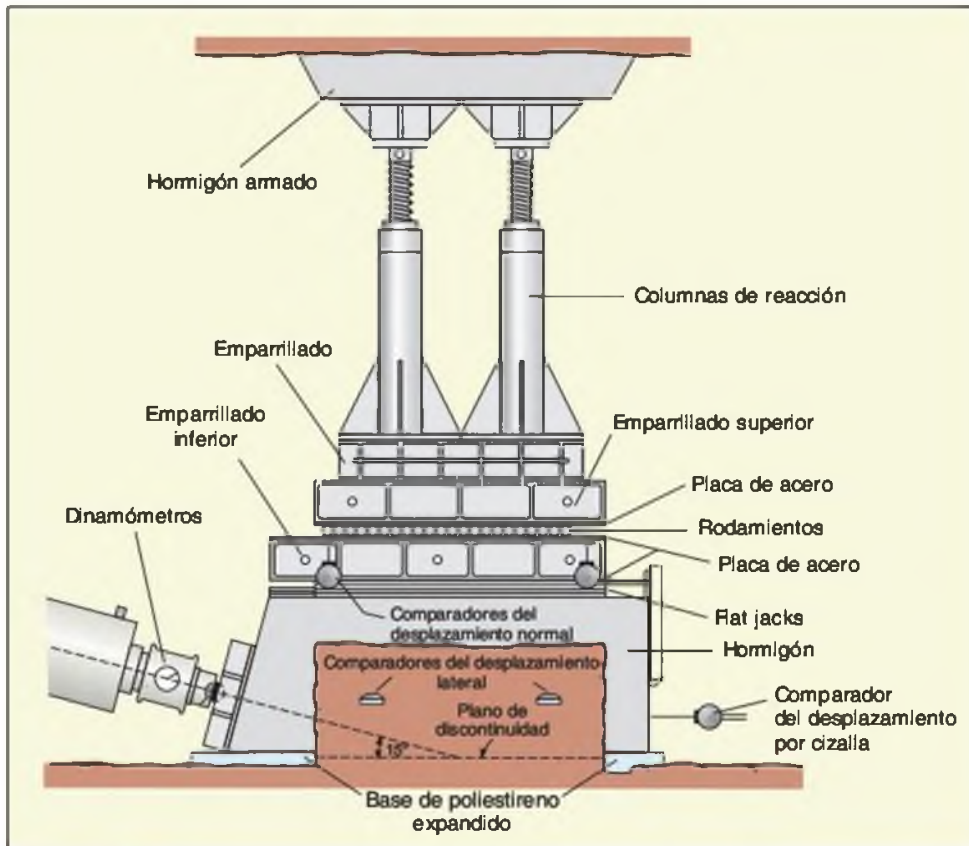


Figura 6.71 Esquema del ensayo de corte *in situ* en roca (Brown, 1981).

1 × 1 m, aunque la medida habitual es de 0,5 × 0,5 m (Figuras 6.71 y 6.72). La base del bloque será el plano de discontinuidad que se quiere ensayar. El ensayo se realiza en dos fases. En la primera se aplica una carga normal a la discontinuidad sobre el bloque tallado, controlándose los desplazamientos producidos; esta carga permanece constante a lo largo del ensayo. En la segunda fase se va aplicando carga tangencial hasta alcanzar la rotura del bloque a favor del plano de ensayo, midiendo la magnitud de la carga y los desplazamientos tangenciales y normales. La carga normal se aplica sobre la muestra mediante un gato y se reparte intercalando una capa de arena; el esfuerzo tangencial se obtiene mediante un gato inclinado, cuya inclinación puede variar de acuerdo con las características de la roca y las condiciones geométricas de la discontinuidad. Generalmente, el ensayo se realiza en galerías contra cuyas paredes y techo se apoyan los gatos; si se ensaya en superficie, se recurre a vigas metálicas ancladas para apoyar el gato.

El número de muestras a ensayar en cada caso es de tres o cuatro, aplicando en cada muestra una tensión normal distinta y una tensión tangencial creciente hasta la rotura. El resultado se representa en un gráfico esfuerzo tangencial-esfuerzo normal, $\tau-\sigma_n$, en

el que cada muestra ensayada representa un punto. Uniendo los 3 ó 4 puntos obtenidos se dibuja la recta que define la cohesión y el ángulo de rozamiento de la discontinuidad ensayada. En los ensayos de corte pueden determinarse tanto los parámetros de resistencia de pico como los residuales; en este último caso, se realizan varias pasadas sucesivas del aparato de corte después de alcanzar la rotura.

La resistencia al corte en discontinuidades también puede estimarse en campo en testigos o en pequeñas muestras que contengan un plano de discontinuidad, utilizando la **célula de Hoek** (Figuras 3.87 y 3.88 del Capítulo 3).

Tilt test

Este ensayo permite estimar el ángulo de rozamiento de discontinuidades o el ángulo de rozamiento básico de discontinuidades lisas, a partir de los que se pueden evaluar el ángulo de rozamiento residual y el coeficiente de rugosidad, JRC, de las juntas.

Para el primer caso (ángulo de rozamiento en discontinuidades) se precisa un bloque de roca que contenga un plano de discontinuidad sin cohesión. El blo-



Figura 6.72 Ensayo de corte *in situ* en rocas (cortesía de In Situ Testing).

que se coloca sobre una superficie de apoyo y, a continuación, se inclina el plano de apoyo hasta que comience a deslizarse un fragmento sobre el otro. En el momento en que se inicia el desplazamiento se mide el ángulo del plano de apoyo con respecto a la horizontal, α (Figura 6.73). Este procedimiento debe repetirse con varias muestras de discontinuidades del macizo rocoso. El valor de α es función de la relación entre el esfuerzo de corte y el esfuerzo normal que actúa sobre la discontinuidad:

$$\alpha = \arctg(\tau/\sigma_n) = \phi$$

A partir de α puede obtenerse el valor de JRC de la discontinuidad, necesario para aplicar el criterio de rotura de Barton y Choubey, que permite estimar la resistencia al corte de discontinuidades rugosas:

$$JRC = (\alpha - \phi_r)/(\log(JCS/\sigma_n))$$

El ensayo también puede realizarse en campo o laboratorio disponiendo de tres testigos cilíndricos de

roca. El método consiste en poner dos testigos paralelos y juntos sobre una superficie de apoyo horizontal, colocando el tercero sobre ellos y apoyado en ambos. La base de apoyo se inclina progresivamente hasta que el testigo superior desliza sobre los dos inferiores, obteniéndose así el ángulo α (Figura 6.73). En este caso, α define el ángulo de rozamiento básico, ϕ_b , del material, que corresponde a la resistencia de discontinuidades planas y lisas sin meteorizar. Este parámetro, ϕ_b , junto con los datos obtenidos con el martillo Schmidt, permite calcular el ángulo de rozamiento residual, ϕ_r , mediante la expresión de Barton y Choubey (1977), según se explica en el Apartado 3.5 del Capítulo 3.

Ensayos de deformabilidad

Ensayos en suelos

Ensayo presiométrico

Este ensayo se realiza en el interior de un sondeo de diámetro convencional y consiste en aplicar escalonadamente una presión radial, mediante una sonda dilatante, en el interior del sondeo, midiendo el desplazamiento que se induce en el terreno circundante. Una vez alcanzada la presión máxima admisible se procede a descargar el presiómetro, de forma escalonada, midiendo las deformaciones durante la descarga. La presión se aplica a través de una camisa de caucho por medio de agua o gas. La mayor parte de los equipos trabaja con presiones menores de 10 MPa pero algunos permiten alcanzar hasta 20 MPa (Figura 6.74).

Dependiendo del tipo y características del terreno ensayado se obtiene la curva de presión-deformación (Figura 6.75), en la que se distingue una fase inicial o



Figura 6.73 Ensayo de tilt test (Barton, 1981).



Figura 6.74 Presiómetro (cortesía de In Situ Testing).

de puesta en contacto de la sonda con las paredes del sondeo, una fase elástica lineal que representa el comportamiento elástico del suelo, y una plástica o de deformación irre recuperable hasta llegar a la rotura del suelo. A partir de esta curva se calcula la presión de fluencia, P_F , o presión a la que el material deja de comportarse elásticamente, y la presión límite P_L , que es la presión a la que el terreno se cizalla, no admitiendo ningún incremento de presión. Por último, se obtiene el módulo de deformación presiométrico E_p a partir de la siguiente expresión:

$$E_p = (1 + \nu) Mr$$

donde ν es el coeficiente de Poisson, obtenido en ensayos de laboratorio, M es la rigidez del terreno, calculada a partir de la pendiente del tramo elástico de la curva presiométrica, y r es el radio de la perforación.

Ensayo de placa de carga

El ensayo de placa de carga puede realizarse en zanjas o pozos, incluso en la superficie del terreno si ha sido previamente acondicionada. Este ensayo consiste

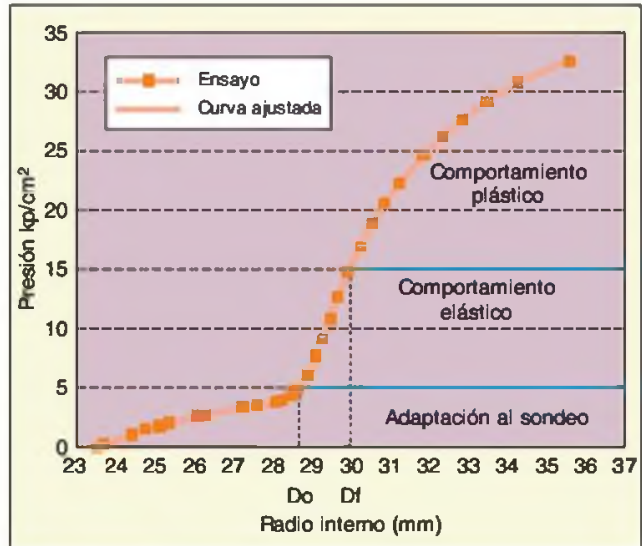


Figura 6.75 Ejemplo de curva presiométrica.

en aplicar una carga vertical de forma escalonada sobre una placa lisa y rígida de dimensiones variables (30×30 a 100×100 cm) con objeto de determinar las deformaciones producidas. Se suele mantener la carga en cada escalón hasta que el incremento de asiento sea inferior a 0,01 mm, con un intervalo entre las lecturas de 5 min. El escalón máximo a alcanzar es conveniente que sea 3 veces más que la carga de trabajo de la estructura proyectada. En un ensayo pueden realizarse varios ciclos de carga y descarga. La carga se ejerce mediante gatos hidráulicos que actúan contra una carga de lastre, como un camión pesado, o anclando dichos gatos (Figuras 6.76 y 6.77).

Este ensayo se aplica principalmente a suelos granulares y para el estudio de cimentaciones superficiales. Los parámetros medidos durante el ensayo son el tiempo, la carga aplicada y los asientos, representándose en diagramas carga-asiento y tiempo-asiento (Figura 6.77).

Aplicando la teoría de Boussinesq se puede obtener el módulo de Young, E , a partir de la siguiente expresión:

$$E = 1,5(P_s/S) r$$

siendo r el radio de la placa, P_s la presión media bajo la placa y S el asiento de la placa.

En cimentaciones de obras lineales (carreteras y ferrocarriles), así como en determinadas cimentaciones superficiales, como losas, se utiliza el coeficiente de balasto K_s , correspondiente a un coeficiente de proporcionalidad definido por la siguiente relación:

$$K_s = P/S$$



Figura 6.76 Equipo de ensayo de placa de carga (cortesía de InSitu Testing).

en la que S representa los desplazamientos verticales (asientos) de los puntos de la superficie bajo una presión P .

Ensayos en macizos rocosos

Ensayo dilatométrico

El ensayo dilatométrico constituye una adaptación del presiómetro para su aplicación en rocas y, en consecuencia, funciona bajo su mismo principio, realizándose igualmente en el interior de sondeos. Como resultado del ensayo se obtienen unas curvas carga-desplazamiento, a partir de las cuales se determina el módulo de deformación dilatométrico. Sin embargo, a diferencia de los suelos, los macizos rocosos son discontinuos y anisótropos, lo que condiciona en gran medida su deformabilidad, por lo que el ensayo dilatométrico suele medir la deformación en seis direcciones a lo largo de tres diámetros.

El ensayo consiste en aplicar presiones crecientes a través de una camisa elástica alojada en el interior de un sondeo (Figura 6.78). Una vez que se obtiene un tramo lineal en la curva carga-desplazamiento, se realiza una descarga de la presión aplicada. Este ciclo suele repetirse entre una y tres veces por ensayo, alcanzando, en cada uno de los ciclos sucesivos, presiones más elevadas en función de las características resistentes y deformacionales del terreno. Como resultado del ensayo se obtienen unas curvas presión-desplazamiento (Figura 6.79) en las que se pueden

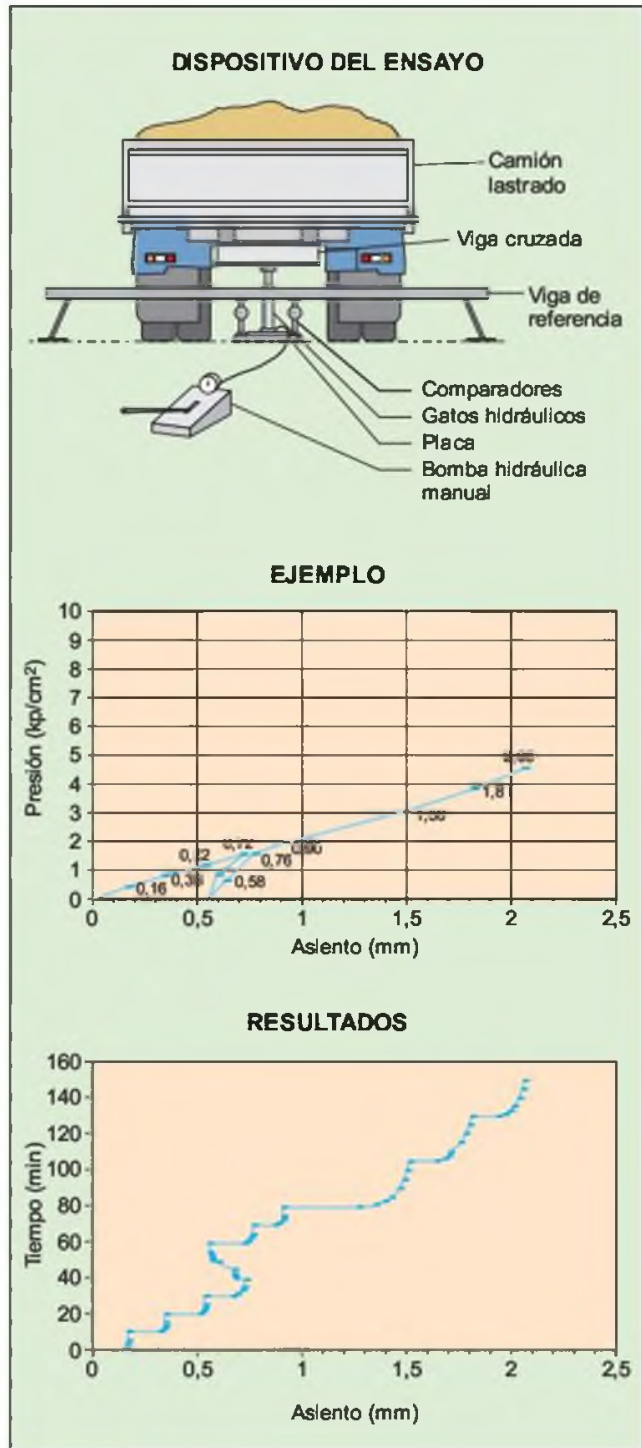


Figura 6.77 Dispositivos y resultados del ensayo de placa de carga.

distinguir las siguientes etapas de deformación: adaptación de la camisa al sondeo, deformación elástica, uno o varios ciclos de carga y descarga, deformación plástica y rotura. El módulo de deformación dilatométrico



Figura 6.78 Instalación y equipo dilatométrico (cortesía de In Situ Testing).

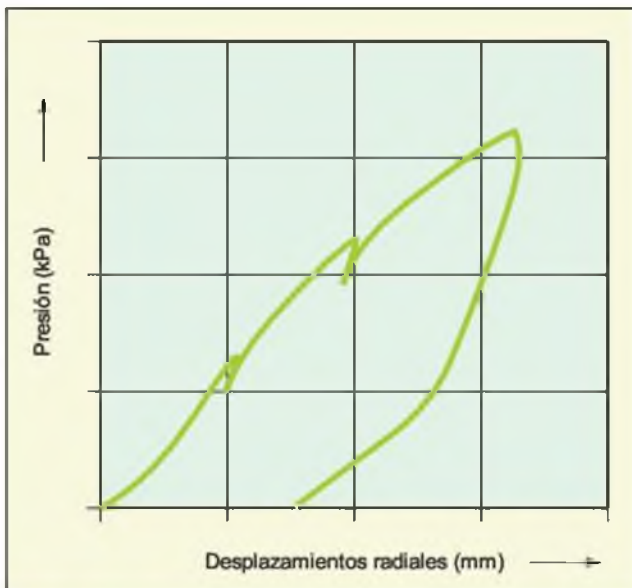


Figura 6.79 Ejemplo de curva del ensayo dilatométrico.

trico E_D del terreno, tanto en carga como en descarga, viene dado por la siguiente expresión:

$$E_D = (1 + \nu) Mr$$

donde ν es el coeficiente de Poisson, M es la rigidez del terreno, correspondiente a la pendiente del tramo elástico de la curva dilatométrica del ensayo, y r es el radio de la perforación.

Este ensayo es muy útil en macizos rocosos muy fracturados, rocas blandas o deformables y, en general, donde la obtención de muestras es difícil o imposible y se precise obtener las propiedades elásticas de la roca *in situ*.

Ensayo de placa de carga

Suele realizarse en el interior de galerías excavadas en roca. Los parámetros que se miden son la carga, los asentos o desplazamientos y el tiempo, lo que permite obtener el módulo de Young E . Este ensayo se emplea para el estudio de cimentaciones en roca en casos muy concretos, como presas de hormigón.

El ensayo consiste en colocar una placa de carga sobre la roca y medir los desplazamientos que se producen al aplicarse cargas conocidas. La orientación de la carga puede ser horizontal (si se hace en los hastiales) o vertical (si se realiza en la clave y solera de la galería), aplicándose mediante un gato y una bomba hidráulica para poder alcanzar mayores presiones, utilizando como carga de reacción las paredes opuestas de la galería (Figuras 6.80 y 6.81). El área de carga suele variar desde $0,3 \times 0,3$ m hasta $1,0 \times 1,0$ m, si bien la elevada resistencia que habitualmente presentan los macizos rocosos obliga muchas veces a emplear una placa más pequeña. En cada ensayo se efectúan varios ciclos de carga y descarga, obteniéndose el módulo de Young tanto en ramas de carga como de descarga según las siguientes expresiones:

$$E = [qL(1 - \nu^2)]/z \quad \text{para placa cuadrada}$$

$$E = [\pi q d(1 - \nu^2)]/(4z) \quad \text{para placa circular}$$

siendo ν el coeficiente de Poisson, q la carga aplicada, z el hundimiento de la placa, y d y L el diámetro y ancho de la placa, respectivamente.

Ensayo de gato plano (*flat jack*)

Este ensayo, realizado en las paredes de excavaciones, galerías o túneles, permite estimar el módulo de

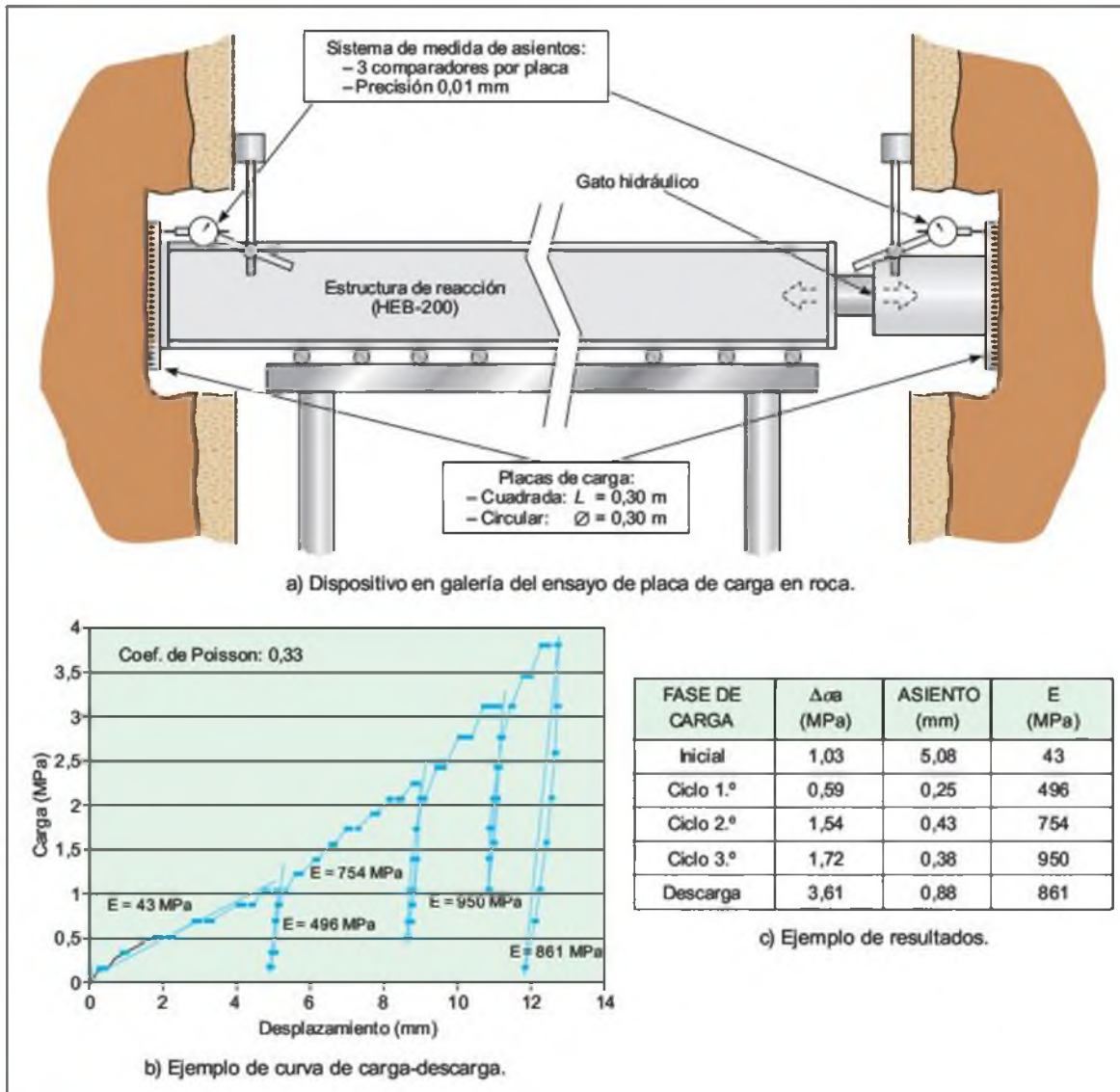


Figura 6.80 Ensayo de placa de carga en roca.



Figura 6.81 Dispositivos e instalación del ensayo de placa de carga en roca (cortesía de In Situ Testing).

deformación en macizos rocosos duros y continuos, y medir el estado tensional de la roca. Sus resultados pueden considerarse representativos hasta una distancia de unos pocos metros hacia el interior del macizo rocoso a partir de la superficie en la que se realiza el ensayo.

Antes de comenzar el ensayo se fijan en la pared rocosa unos clavos o puntos de referencia y se mide su separación (Figuras 6.82 y 6.83). A continuación se efectúa una ranura en la roca entre los puntos de referencia, con una sierra o mediante perforación de taladros, lo que provoca un acercamiento entre los puntos al tender a cerrarse la ranura por liberación de

los esfuerzos existentes en el macizo rocoso; se miden estas deformaciones inmediatamente después de realizar la hendidura y algún tiempo después, entre uno y tres días. Se introduce entonces un gato plano en la ranura y se aplica presión hasta que las distancias entre los puntos de referencia sean iguales a las primitivas; esta presión aplicada se considera igual a la tensión inicial de la roca, σ_0 , antes de realizar la hendidura, en la dirección perpendicular al gato plano. Durante el ensayo se registran las presiones aplicadas y se miden las deformaciones producidas, a partir de las cuales se obtiene el módulo de deformación elástica del macizo rocoso.

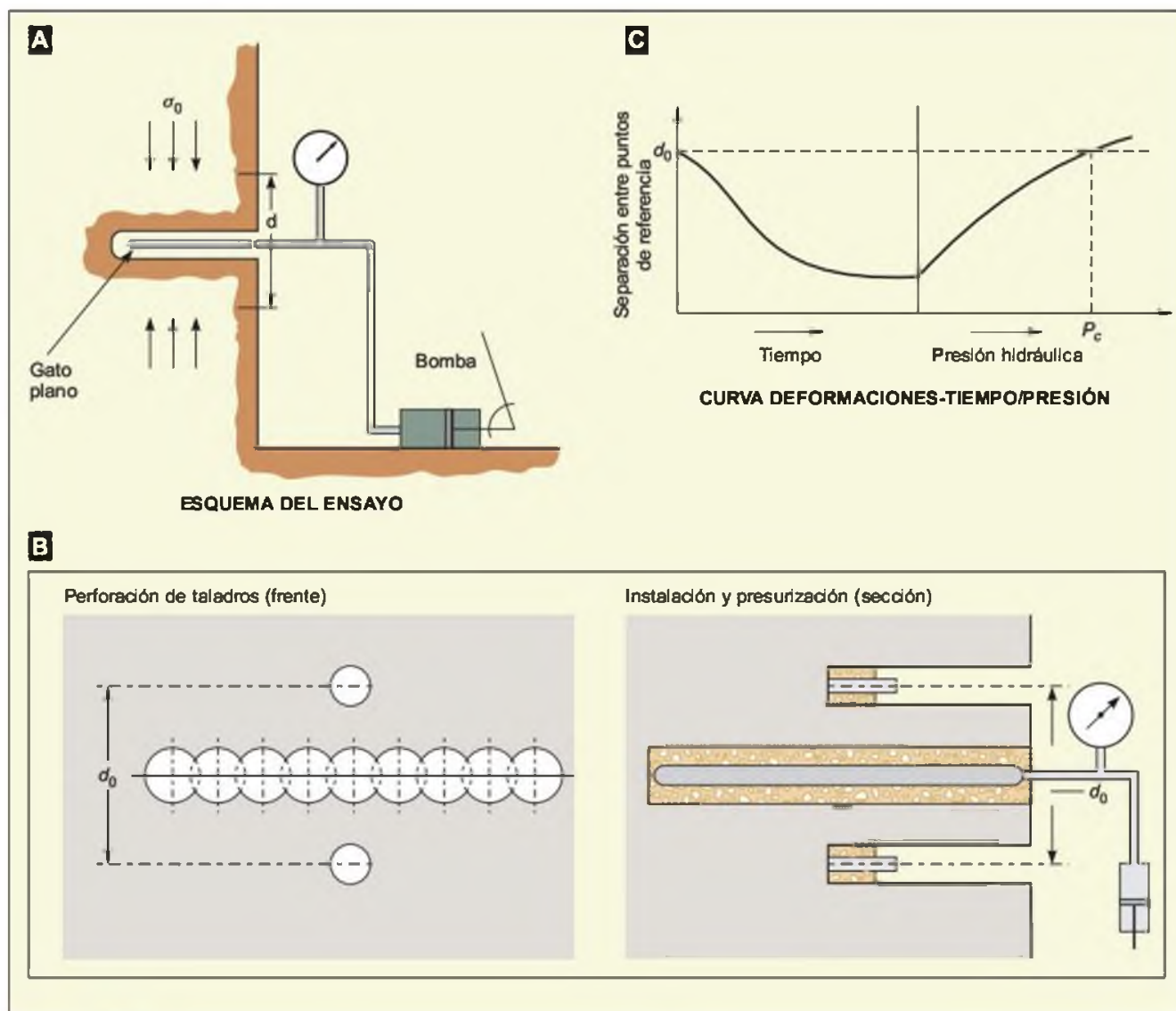


Figura 6.82 A) Esquema del ensayo del gato plano; B) Procedimiento de perforación de la ranura e instalación del gato plano; C) Registro de deformaciones (A y C: Kim y Franklin, 1987; B: Brady y Brown, 1985).



A)



B)

Figura 6.83 Ensayo con el método del gato plano. A): dispositivo empleado. B): ejecución del ensayo (cortesía de In Situ Testing).

Metodos sísmicos

Los módulos de deformación del macizo también pueden obtenerse a partir de métodos sísmicos, en cuyo caso se obtienen los módulos de deformación dinámicos, tanto para suelos como para macizos rocosos. Estos métodos se describen en el Apartado 4 de este capítulo, y permiten estimar la deformabilidad «dinámica» a partir de la velocidad de las ondas elásticas longitudinales o de compresión V_p y transversales o de cizalla V_s . La velocidad de las ondas longitudinales depende del tipo de material, de su grado de alteración y fracturación, del estado de esfuerzos y de las condiciones hidrogeológicas.

Las expresiones que relacionan estos parámetros con los módulos dinámicos son:

$$E_d = V_p^2 \rho [(1 + \nu_d)(1 - 2\nu_d)/(1 - \nu_d)]$$

$$\nu_d = 1/2[(V_p/V_s)^2 - 2]/[(V_p/V_s)^2 - 1]$$

siendo E_d el módulo de Young, ν_d el coeficiente de Poisson y ρ la densidad del material.

Ensayos para medida de las tensiones naturales

Las tensiones naturales acumuladas en los macizos rocosos, se miden según los distintos métodos descritos en el Apartado 3.7 del Capítulo 3. Los métodos se indican en el Cuadro 6.9.

CUADRO 6.9

Métodos para la medida de las tensiones naturales

Métodos	Lugar donde se realiza el ensayo
Geológicos	En afloramientos
Mecanismos focales	A partir de datos sísmicos
Doorstopper	En sondeos o galerías
Células triaxiales	En sondeos o galerías
Hidrofracturación	En sondeos
Gato plano	En galerías o túneles

Ensayos de permeabilidad

Ensayos en suelos

Los ensayos para determinar la permeabilidad en suelos con fines geotécnicos pueden realizarse en el interior de sondeos o pozos y en excavaciones. Los más extendidos son los realizados en sondeos, utilizando las perforaciones de las campañas de investigación geotécnica. Sin embargo, cuando no se dispone de sondeos es posible realizarlos en pequeñas excavaciones de poca profundidad con una geometría predefinida. A continuación se describen los ensayos más utilizados.

Ensayo Lefranc

Este ensayo se utiliza para medir el coeficiente de permeabilidad en suelos permeables o semipermeables, de tipo granular, situados por debajo del nivel freático, y en rocas muy fracturadas. El ensayo se efectúa en el interior de sondeos y puede realizarse durante la ejecución de la perforación o una vez finalizada ésta.

El procedimiento consiste en rellenar de agua el sondeo y medir el caudal necesario para mantener el nivel constante (ensayo a régimen permanente) o bien medir la velocidad de descenso del nivel de agua (ensayo a régimen variable). La medida del caudal de admisión debe realizarse cada 5 minutos, manteniendo el nivel constante en la boca del sondeo durante 45 minutos. Si la admisión es muy alta, debe medirse cada minuto durante los 20 primeros y después cada 5 minutos hasta llegar a los 45 minutos.

La realización del ensayo requiere que, antes de medir tiempos y caudales, se llene el sondeo de agua, observando que el aire es expulsado y que se estabiliza el nivel y la velocidad de descenso, lo que indica que se ha alcanzado el régimen permanente. Para los cálculos posteriores es necesario determinar la cota del nivel freático.

En la Figura 6.84 se muestra un esquema de la realización del ensayo y los factores a considerar para la obtención del coeficiente de permeabilidad k , definido por la expresión:

$$k = Q/(C\Delta h)$$

donde Q es el caudal admitido (m^3/s), Δh es la altura en metros del agua sobre el nivel piezométrico inicial y C es el coeficiente de forma del sondeo, definido por la expresión:

$$C = 4\pi/[(2/L) \log(L/r) - (1/2H)]$$

donde L es la longitud del tramo ensayado (m), r es el radio del sondeo (m) y H es la distancia del punto medio de la zona ensayada al nivel freático (m).

La longitud del tramo de sondeo a ensayar queda siempre definida entre el final de la tubería de revestimiento del sondeo y el fondo del mismo.

Ensayo de Gilg-Gavard

Se realiza en el interior de sondeos para obtener la permeabilidad de suelos de permeabilidad media a baja. Este ensayo se puede realizar a nivel constante o a nivel variable. En el primer caso se introduce un caudal continuo de agua en el sondeo, de forma que el nivel del agua se mantenga constante. El coeficiente

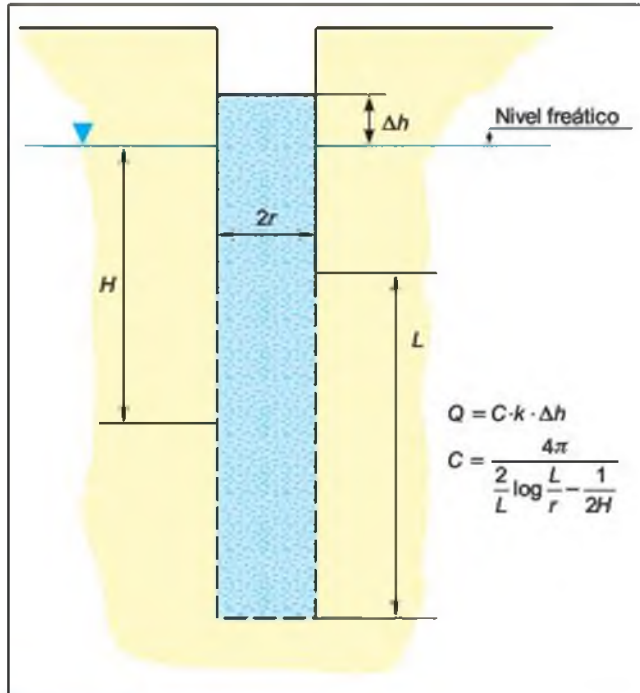


Figura 6.84 Ensayo Lefranc a nivel constante. Hipótesis de cilindro alargado (en Olalla y Sopeña, 1991).

de permeabilidad k se obtiene mediante las siguientes expresiones:

$$k = Q/(\pi dh) \quad \text{para sondeos geotécnicos}$$

$$k = Q/(600 Ah) \quad \text{para pozos.}$$

En la segunda fórmula, k se mide en cm/s , Q es el caudal admitido (l/min), d es el diámetro del sondeo (m), h es la altura constante del agua por encima del nivel piezométrico (m) y A es un coeficiente que depende de la longitud y diámetro de la tubería:

$$A = a(1,032\lambda + 30d)$$

siendo λ la longitud de la zona filtrante (m) y d el diámetro del tubo ranurado (m). El valor de a es el siguiente:

$$a = 1 \quad (\text{para } \lambda \geq 6 \text{ m})$$

$$a = 0,481 + 0,178\lambda - 0,014\lambda^2 \quad (\text{para } \lambda \leq 6 \text{ m})$$

Si el ensayo se realiza a nivel variable hay que introducir un pequeño volumen de agua en el sondeo hasta una altura conocida y posteriormente medir la posición de éste en tiempos sucesivos. La permeabilidad se determina mediante la expresión:

$$k = (1,308 d^2 \Delta h)/(Ah_m \Delta t)$$

donde k se mide en cm/s, d es el diámetro del sondeo, Δh es el descenso del nivel de agua (m) para el intervalo Δt (minutos) y h_m es la altura media del nivel de agua en el intervalo Δt (m).

Ensayo de Matsuo

Este ensayo se realiza en el interior de excavaciones en suelos secos o semisaturados. El coeficiente de permeabilidad se determina a partir del caudal infiltrado en una excavación con forma de canaleta (Figura 6.85). La longitud de la excavación debe ser mucho mayor que su anchura, de forma que a efectos de cálculo pueda considerarse indefinida. El análisis de la permeabilidad se considera bidimensional en función de la sección del canal.

Las expresiones para el cálculo del coeficiente de permeabilidad son:

- $k = Q/(B + 2H)$ cuando existe un nivel impermeable muy alejado de la superficie del terreno.
- $k = Q/(B - 2H)$ cuando el nivel impermeable se encuentra a escasa profundidad.

siendo Q el caudal necesario para mantener el nivel constante en la canaleta por unidad de longitud, B el

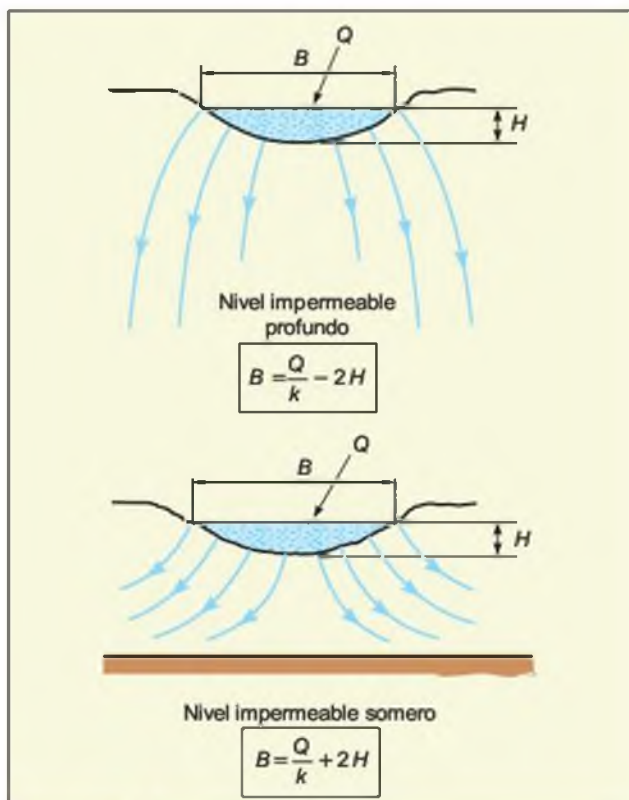


Figura 6.85 Ensayo de permeabilidad. Método de Matsuo (en Calla y Sopena, 1991).

ancho de la canaleta y H el espesor de la lámina de agua estabilizada desde el fondo de la canaleta hasta la superficie.

Ensayo de Haefeli

Se conoce habitualmente como el método de la artesa, y se realiza en el interior de una excavación de forma tronco-piramidal con la base cuadrada (Figura 6.86). Las dimensiones habituales de la artesa son de $1,5 \times 1,5$ m en la superficie del terreno, $0,5 \times 0,5$ m en su base y $0,5$ m de profundidad. Una vez realizada la excavación, se llena de agua y se espera a que se infiltre, de manera que durante la realización del ensayo las condiciones sean próximas a un régimen permanente.

Para la realización del ensayo debe fijarse una escala vertical en el fondo de la artesa, la cual se llena de agua hasta una altura determinada. Se mantiene el nivel de agua constante y se mide el caudal de agua necesario para ello.

El coeficiente de permeabilidad k se calcula según la siguiente expresión:

$$k = \frac{Q}{b^2} \frac{1}{\left(27 \frac{h}{b} + \alpha\right)}$$

donde Q es el caudal en cm^3/s , b es la anchura de la base inferior, h es el nivel de agua sobre la base inferior y α es el coeficiente de capilaridad, del orden de 3.

Ensayos en macizos rocosos

La permeabilidad constituye una de las propiedades de los macizos que presentan mayor variación dentro de una misma formación rocosa. Por ello, cuando se cuantifica la permeabilidad de un macizo rocoso es más propio hablar de un orden de magnitud (exponente en una base 10) que de valores precisos. En macizos rocosos sanos, la permeabilidad puede ser muy baja, del orden de 10^{-8} - 10^{-10} cm/s, aunque si el macizo rocoso está formado por matriz rocosa porosa y permeable, arenisca por ejemplo, sus valores pueden alcanzar hasta 10^{-3} cm/s. La permeabilidad de un macizo rocoso diaclasado puede llegar a 10^{-2} y 10^{-3} cm/s.

El ensayo más extendido para determinar la permeabilidad de un macizo es el ensayo Lugeon.

Ensayo Lugeon

Este ensayo se realiza en el interior de sondeos y permite calcular semicuantitativamente la permeabilidad

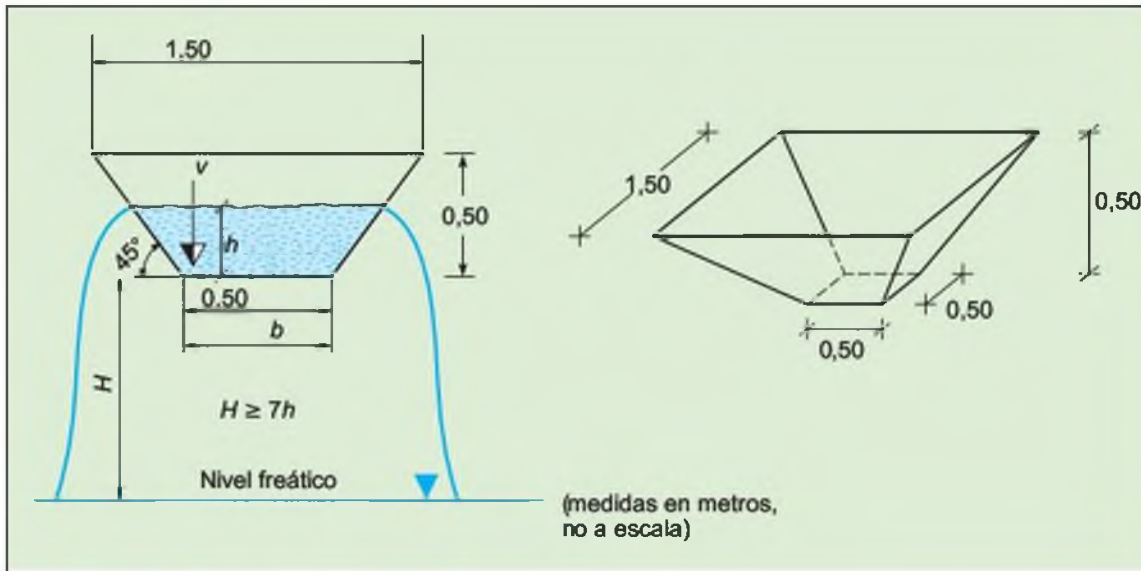


Figura 6.86 Ensayo de permeabilidad. Método de Haefeli (en Olalla y Sopena, 1991).

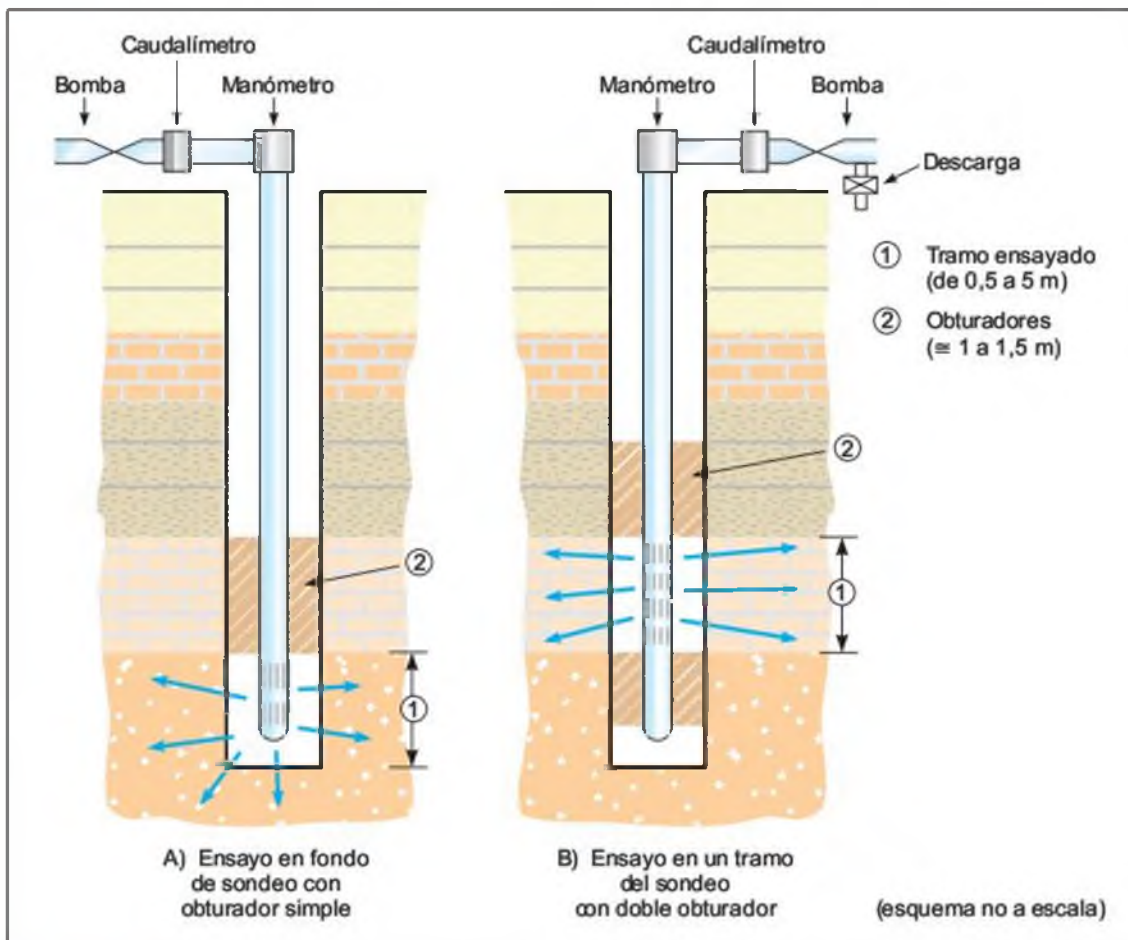


Figura 6.87 Ensayo Lugeon. A): Obturador simple. B): Obturador doble.



Figura 6.88 Obturadores y baterías para el ensayo de permeabilidad Lugeon (foto L. González de Vallejo).

de los macizos rocosos, en cualquier tipo de litología y estado de fracturación. El ensayo consiste en introducir agua a presión constante (10 kp/cm²) en el sondeo, midiendo las admisiones durante un período de 10 minutos. Normalmente, se ensayan tramos de 5 m de sondeo, aislando el tramo de ensayo del resto del sondeo mediante dos obturadores; en este caso el ensayo se conoce también como *packer test*. Si el ensayo

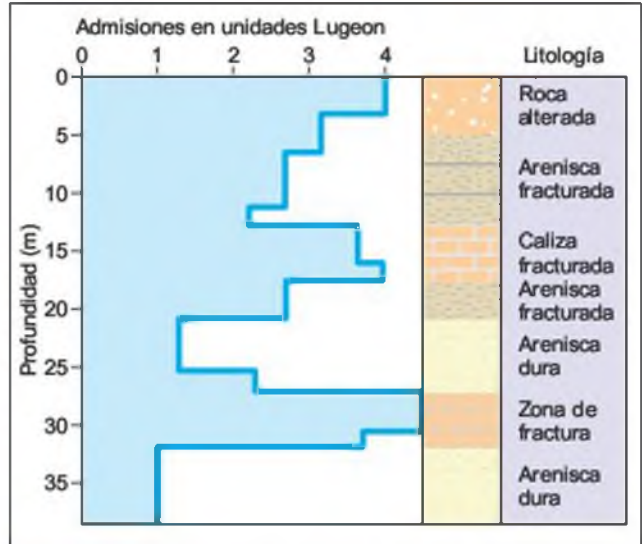


Figura 6.89 Ejemplo de resultado del ensayo Lugeon.

se realiza en el fondo del sondeo (5 m finales) sólo es necesario el empleo de un obturador, correspondiendo en este caso al ensayo tal y como lo definió M. Lugeon en 1933 (Figura 6.87A)).

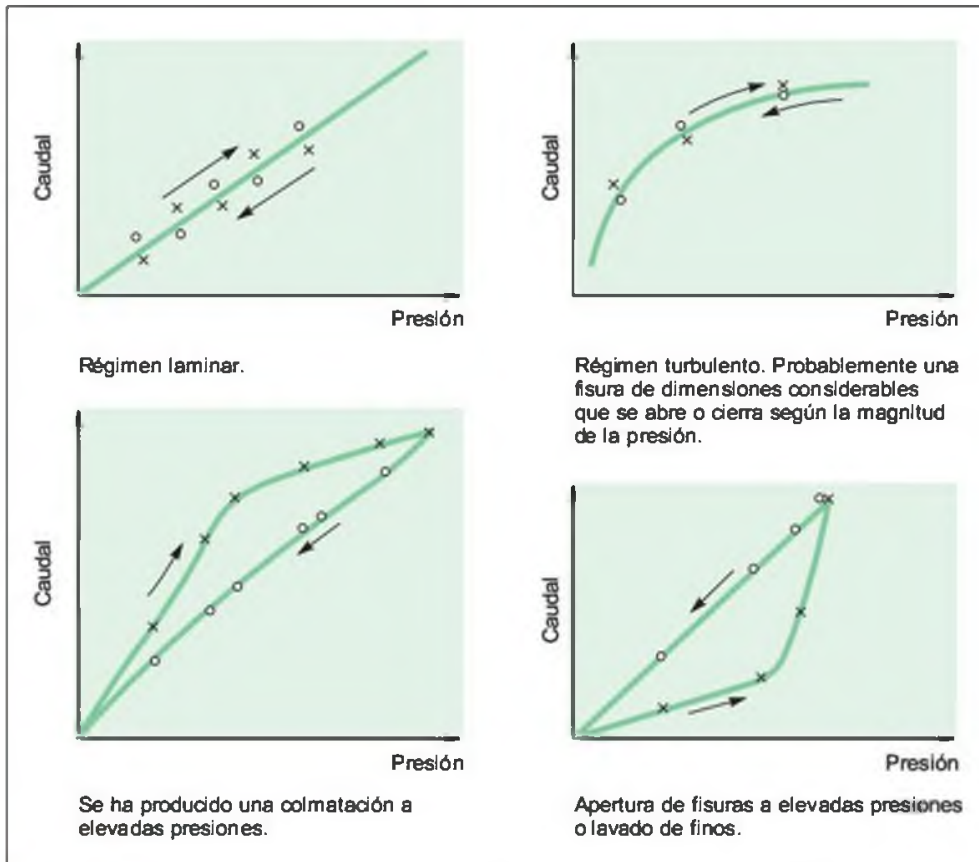


Figura 6.90 Relaciones presión-caudal en el ensayo Lugeon (Gómez Laa y Foyo, 1979).

La presión se aplica en escalones sucesivos de carga y descarga de 0, 1, 2, 5 y 10 kp/cm² respectivamente, manteniendo la presión en cada escalón durante 10 minutos. Siempre deben alcanzarse los 10 kp/cm², excepto en rocas blandas en las que se puede producir fracturación hidráulica antes de llegar a dicha presión. Los valores de permeabilidad obtenidos a 5 y 10 kp/cm² no pueden extrapolarse linealmente para presiones mayores.

La unidad de medida del ensayo es el **lugeon** que corresponde a una absorción de agua de 1 litro por

metro de sondeo y por minuto, realizando el ensayo a 10 atmósferas de presión durante 10 minutos. Una unidad lugeon equivale a un coeficiente de permeabilidad de 10⁻⁵ cm/s (U.L. = 1 l/m × min = 10⁻⁵ cm/s).

Los resultados de esta prueba se presentan en función de la profundidad, en unidades lugeon (Figura 6.89) o admisión en l/m × min en función de la presión ensayada. En la Figura 6.90 se muestran varias curvas presión-caudal y en el Cuadro 6.10 se incluye una clasificación de los tipos de macizos rocosos según su permeabilidad.

CUADRO 6.10

Clasificación de macizos rocosos en función de la permeabilidad

Tipo de macizo	Unidades Lugeon	Presión (kp/cm ²)
Muy impermeable	0-1	10
Prácticamente impermeable	1-3	10
Permeable	> 3	10
	1,5-6	5
Muy permeable	> 3	10
	> 6	5

Olalla y Sopeña, 1991.

6.6

Instrumentación geotécnica

La instrumentación geotécnica tiene como finalidad determinar el comportamiento y las características del terreno para predecir su evolución frente a cargas, movimientos, empujes y demás acciones, tanto naturales como inducidas por las obras. En este apartado se describe la instrumentación de mayor interés en ingeniería geológica.

La planificación de un programa de instrumentación requiere elegir las magnitudes a medir y el tipo de ins-

trumentos a utilizar. Dichas magnitudes pueden ser:

- Movimientos superficiales.
- Movimientos en el interior del terreno.
- Movimientos de apertura de grietas y entre diferentes puntos.
- Presiones intersticiales y sus variaciones.
- Empujes del terreno sobre elementos de construcción.



Figura 6.91 Cinta extensométrica para medida de convergencias (cortesía de Ingeniería de Instrumentación y Control, IIC).

La frecuencia en las lecturas y la recogida de datos depende de las magnitudes a medir y la velocidad del proceso a controlar. Las lecturas pueden ser manuales o automáticas. Las primeras están indicadas en los casos en que el número de sensores o puntos de registro sea pequeño, la periodicidad en la toma de datos sea semanal o mayor y los puntos de lectura sean fácilmente accesibles.

La elección del sistema de toma de datos viene condicionada por el número de sensores y características de los mismos, frecuencia de lecturas, número de datos a tratar, rapidez con la que ha de realizarse el

tratamiento e interpretación, situación y accesibilidad del lugar y ubicación de los sensores.

Medida de desplazamientos

Desplazamientos entre puntos próximos

Para el control de movimientos entre puntos próximos situados en superficie o dentro de un túnel, se utilizan los siguientes métodos:

■ EQUIPOS CON SISTEMA DE LECTURA MECÁNICO

Los sensores empleados son los siguientes: cinta de convergencia, cinta métrica, calibre y flexómetro. La cinta de convergencia (Figura 6.91) es recomendable para distancias mayores de 2 metros. Para distancias inferiores se utilizan los otros sistemas en función de la precisión que se necesite: para poca precisión (milímetros), la cinta métrica metálica; para precisión media (décimas de milímetros), el calibre; y para precisión alta (centésimas de milímetros), el flexómetro (Figura 6.92).

■ EQUIPOS CON SISTEMA DE LECTURA ELÉCTRICO

Son indispensables para automatizar el proceso de registro de datos o cuando los puntos a controlar no sean accesibles. En la Figura 6.92 se muestra un esquema del equipo. Los sensores de medida pueden ser los siguientes: potenciómetro, LVDT y cuerda vibrante.

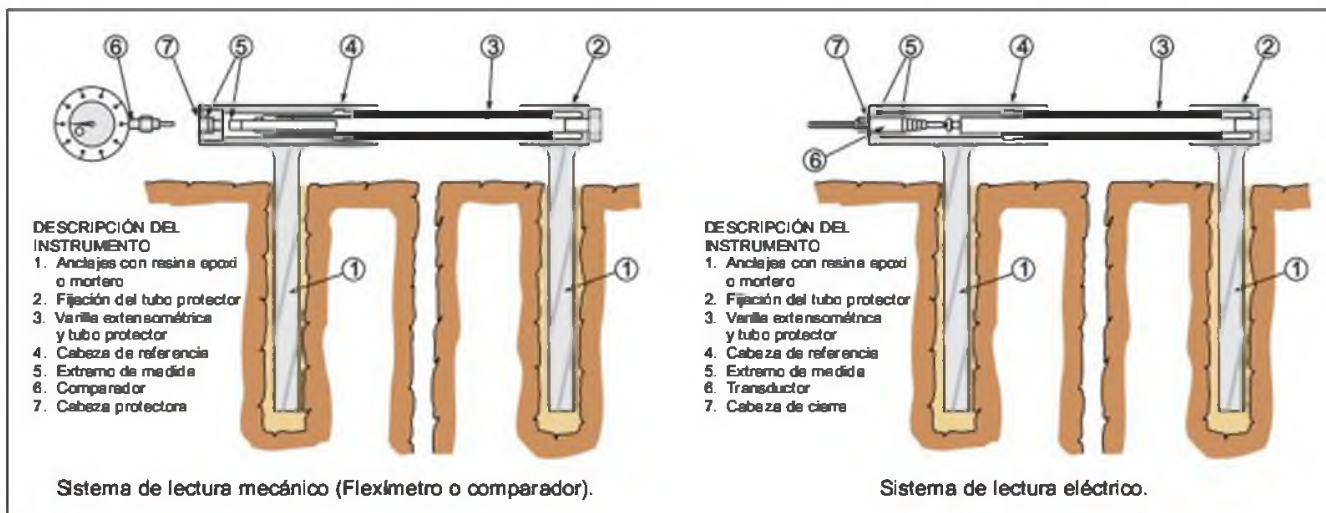


Figura 6.92 Medidor de juntas con sistema mecánico y eléctrico (IGME 1987).

Para rangos de varios centímetros serán preferibles los potenciómetros, para rangos de pocos milímetros, los potenciómetros o LVDT, y para rangos de décimas de milímetro, los sensores de cuerda vibrante.

Desplazamientos entre puntos situados en superficie

■ MÉTODOS GEODÉSICOS

Este tipo de métodos permite medir movimientos horizontales y verticales, obteniendo una precisión media del orden del centímetro. Se pueden utilizar tres sistemas:

- Triangulación: medida de ángulos desde dos o más bases fijas.
- Trilateración: medida de distancias desde tres o más bases fijas.
- Poligonación: medida de ángulos y distancias desde al menos tres bases fijas.

■ NIVELACIÓN

Este método mide movimientos verticales, obteniendo precisiones de hasta 1 mm en itinerarios de 1 km. La medida de dichos movimientos se efectúa respecto a bases de referencia fijas, y el procedimiento de lectura y tratamiento de datos es rápido y sencillo.

■ COLIMACIÓN

Con este método se miden movimientos horizontales perpendiculares al plano de colimación. La medida de movimientos horizontales de los puntos de control se realiza respecto a un plano vertical de colimación fijo. La precisión obtenida es alta, de orden milimétrico, y el procedimiento de lectura y tratamiento de datos es rápido y sencillo.

En cualquiera de los tres sistemas es importante asegurar que las bases topográficas o de referencia sean fijas y estén situadas fuera de las zonas inestables.

Desplazamientos profundos

■ INCLINÓMETROS

Los inclinómetros constituyen uno de los principales métodos de investigación de deslizamientos y, en general, de control de movimientos transversales a un sondeo. Consisten en la medida de inclinaciones en diversos puntos del interior de un sondeo mediante una sonda que transmite una señal eléctrica proporcional a la inclinación (Figuras 6.93 y 6.94). Las diferencias entre las medidas realizadas en diversos puntos



Figura 6.93 Equipo inclinométrico (cortesía de Ingeniería de Instrumentación y Control, IIC).

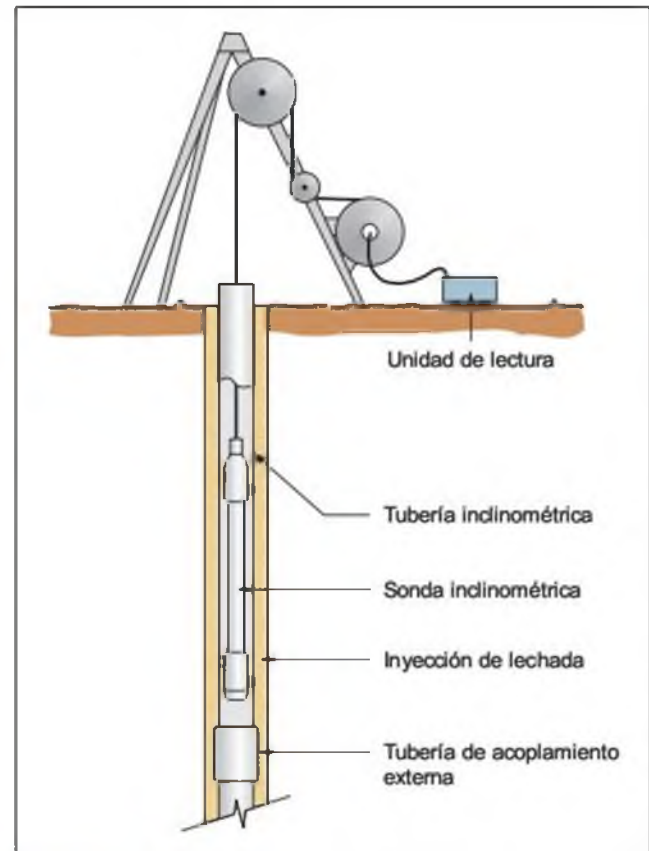


Figura 6.94 Instalación de sonda inclinométrica.

tos y los tiempos en que se toman las medidas, permiten conocer y cuantificar los movimientos transversales al sondeo. En la Figura 6.95 se muestra un

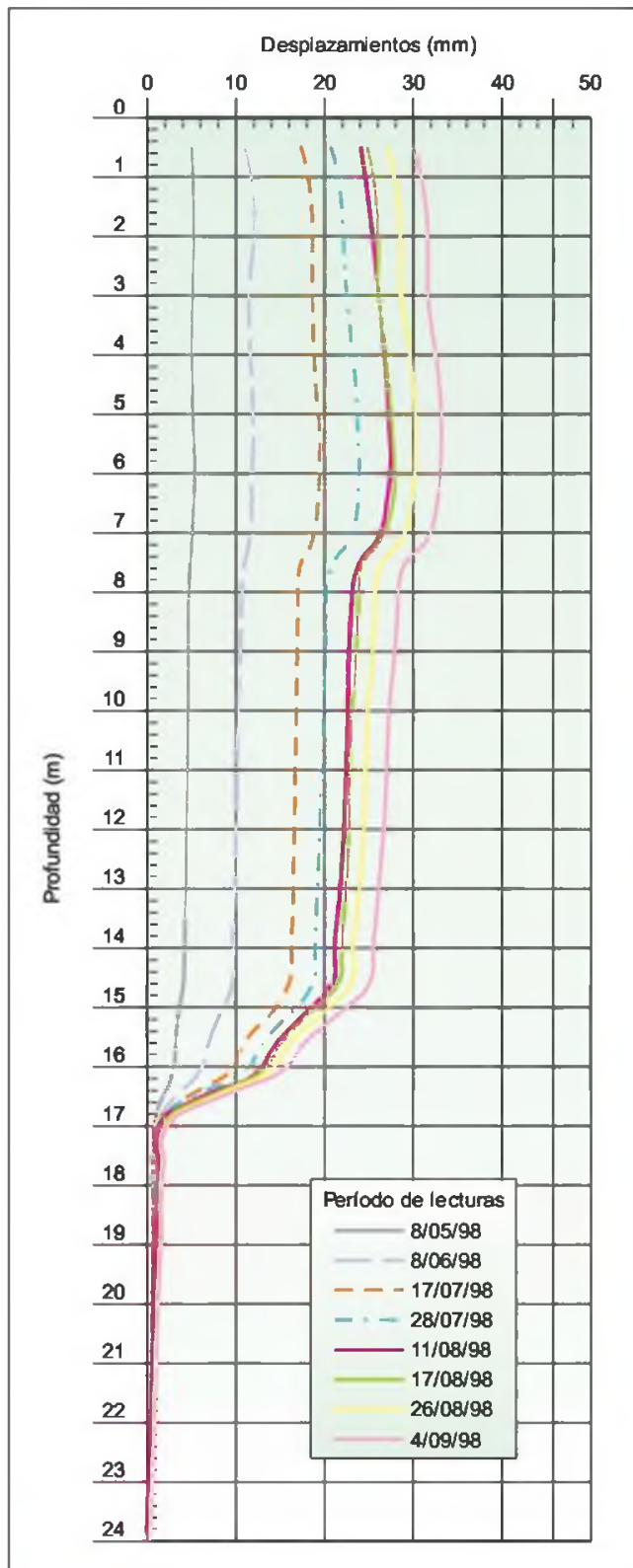


Figura 6.95 Lecturas inclinométricas (cortesía de Prospección y Geotecnia).

ejemplo de las lecturas tomadas por un inclinómetro, en las que se detectan dos superficies de rotura situadas a 7,5 y a 17 m de profundidad.

Los inclinómetros pueden ser de resistencia eléctrica, de cuerda vibrante y servoacelerómetros, alcanzando este último precisiones en la medida de giros de 2×10^{-4} rad. Es importante asegurarse de que el inclinómetro se sitúa por debajo de la zona de posible movimiento.

■ EXTENSÓMETROS

Miden movimientos entre dos puntos, uno situado en la parte superior del sondeo y otro situado en su interior, al que se fija mediante un anclaje. Los desplazamientos de los puntos de anclaje se transmiten al emboquille del sondeo mediante hilos o varillas, midiéndose dichos desplazamientos por procedimientos mecánicos o eléctricos.

Para longitudes menores de 40 metros se utiliza el extensómetro de varillas (Figuras 6.96 y 6.97) y para longitudes mayores de 60 metros el de hilos.

■ DEFORMACIONES EN POZOS Y OBTURACIÓN DE SONDEOS

Otros métodos para detectar desplazamientos o estimar la profundidad de superficies de rotura son los siguientes:

- Observación de la deformación en pozos con revestimiento discontinuo, donde se puede medir aproximadamente la cota de deformación o rotura.



Figura 6.96 Extensómetro de varillas (cortesía de Ingeniería de Instrumentación y Control, IIC).

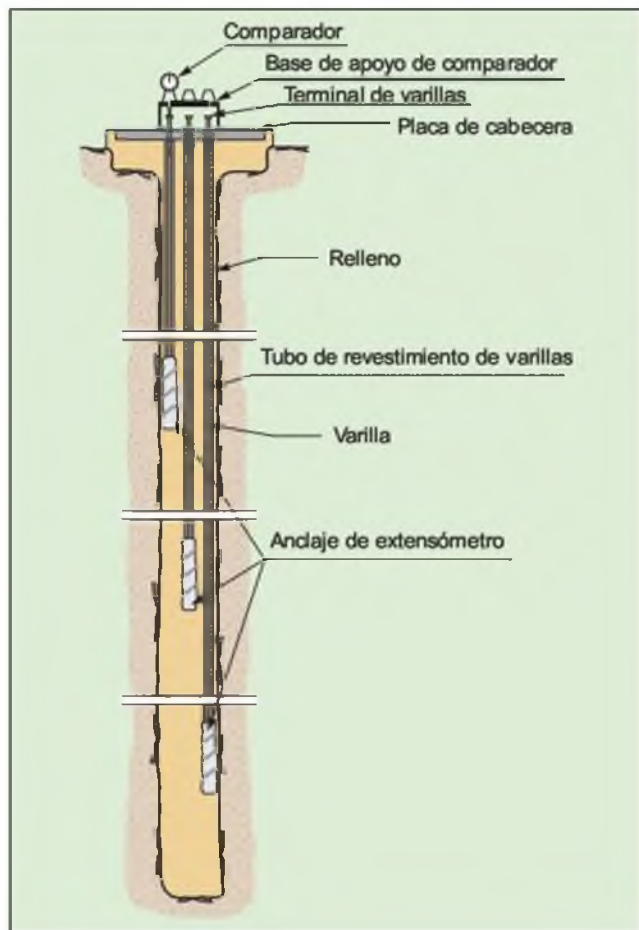


Figura 6.97 Esquema de instalación de extensómetro de varillas de tres anclajes (IGME, 1987).

- Introducción de un tubo testigo metálico de poca longitud (25-40 cm) en el fondo de un sondeo entubado, en el que se mide la profundidad a la que queda interceptado dicho tubo, cuando se corta o deforma el sondeo (Figura 6.98).

Medida de presiones intersticiales

■ TUBERÍA PIEZOMÉTRICA RANURADA

Consiste en la instalación de una tubería de PVC, ranurada y abierta en sus dos extremos, colocada a lo largo de todo el sondeo (Figura 6.99A). En el interior de la tubería se mide la altura que alcanza el agua, generalmente varias horas después de la perforación y a lo largo de días o periodos más largos. El control del nivel de agua en sondeos es de gran importancia y su medida, tanto durante la perforación como a lo largo del tiempo después de finalizada, permite obtener información muy significativa sobre el tipo de acuífero

y sus implicaciones en la permeabilidad del terreno y otros problemas hidrogeológicos y geotécnicos.

La altura medida representa la profundidad del **nivel freático**, que corresponderá a la altura piezométrica sólo si el terreno atravesado es un acuífero libre, en régimen estacionario, de alta permeabilidad, homogéneo e isótropo. Deben tenerse en cuenta estas condiciones con el fin de no interpretar erróneamente niveles freáticos y piezométricos, (Apartado 5.1, Capítulo 5).

■ PIEZÓMETRO ABIERTO

Consiste en aislar un tramo de sondeo, mediante tapones bentoníticos, e instalar una tubería ranurada, exclusivamente en el citado tramo y abierta en su extremo superior, midiendo la altura del agua correspondiente a dicho tramo o altura piezométrica del mismo (Figura 6.99B).

■ PIEZÓMETRO CERRADO

El procedimiento consiste en instalar un sistema de lectura o transductor en un punto previamente aislado de un sondeo, registrándose la presión intersticial en dicho punto que se trasmite a una unidad de lectura situada en el exterior del sondeo (Figuras 6.99C).

El transductor puede ser neumático, de resistencia eléctrica o de cuerda vibrante (Figura 6.100). Los neumáticos, situados entre el sensor y la unidad de lectura, están indicados para distancias menores de 200 metros siempre que no se requiera automatizar el proceso de medida. Los transductores de resistencia eléctrica pierden precisión con las variaciones de temperatura. Los de cuerda vibrante permiten transmitir la señal a distancias de más de 1.000 metros sin pérdida de precisión.

Este tipo de piezómetros se utiliza en terrenos poco permeables debido a que su tiempo de respuesta es corto. Permiten, además, la lectura de las presiones intersticiales en varios tramos o niveles dentro del mismo sondeo. Tienen la ventaja de quedar menos afectados por los posibles movimientos del terreno. Sin embargo, suponen un mayor coste que los piezómetros abiertos.

Medida de presiones

La medida de presiones debidas a cargas o empujes, tanto del terreno como de las estructuras, se realiza mediante células de presión total. En el caso de medida de tensiones o cargas transmitidas a anclajes se utilizan células de carga.

■ CÉLULAS DE PRESIÓN TOTAL

Consisten en dos placas de acero soldadas rellenas en su interior de un fluido de tipo aceite o mercurio

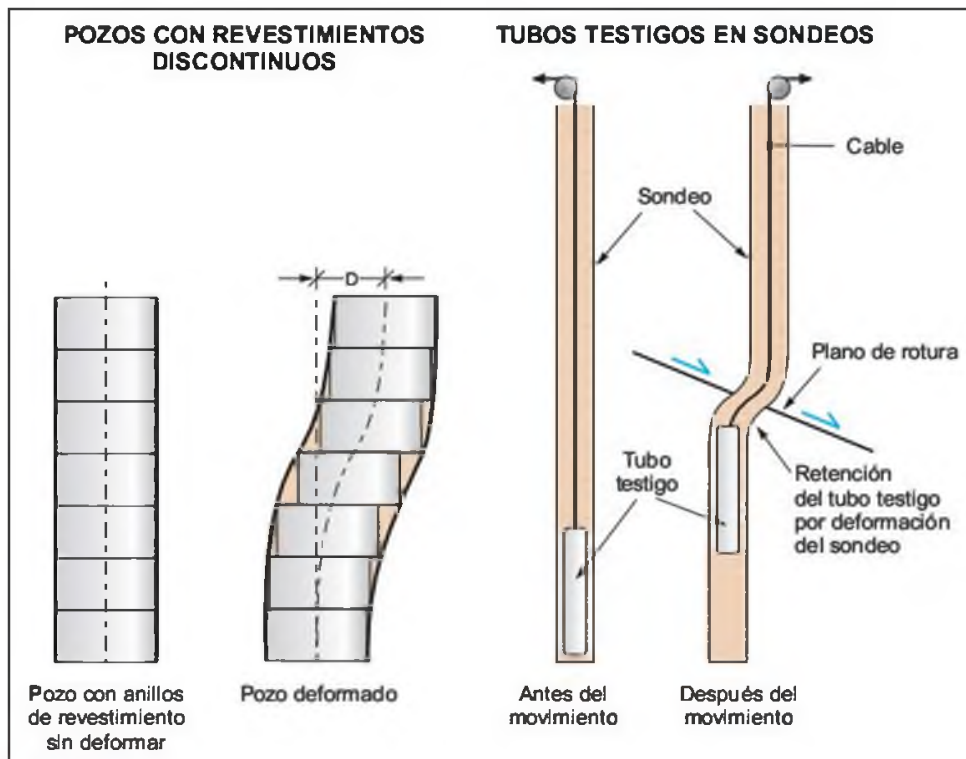


Figura 6.98 Observación de deformaciones en pozos de control y tubos testigos (modificado de Rodríguez Ortiz *et al.*, 1988).

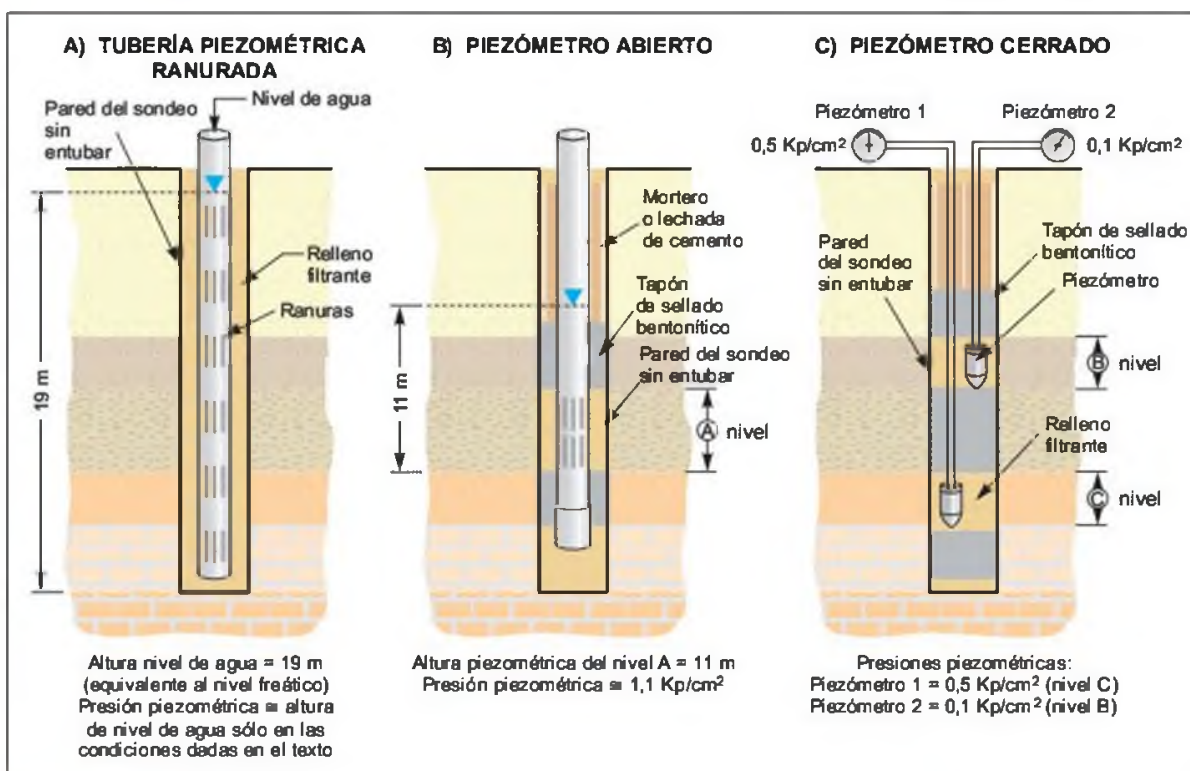


Figura 6.99 Tipos de piezómetro.

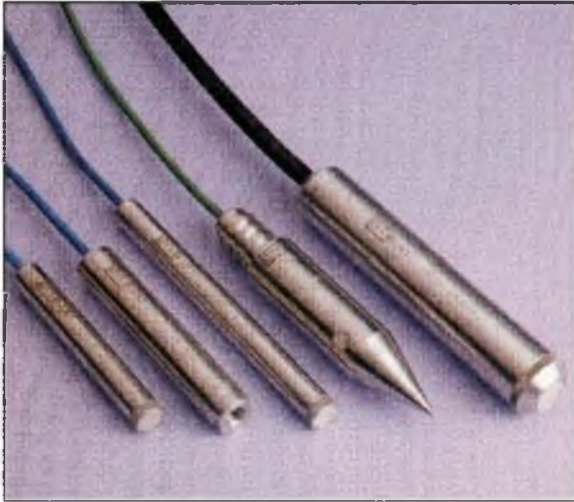


Figura 6.100 Piezómetros cerrados con transductores de cuerda vibrante (cortesía de Ingeniería de Instrumentación y Control, IIC).

(Figuras 6.101 y 6.102). La presión que el terreno ejerce sobre las células es transmitida por el fluido hasta un transductor de presión que puede ser neumático, hidráulico o eléctrico.

Las células de presión total se aplican en terraplenes experimentales para control de precargas, estructuras de contención y revestimiento de túneles.

■ CÉLULAS DE CARGA

Se instalan en anclajes para medir las tensiones transmitidas al terreno así como la propia tensión de anclaje (Figura 6.103). Los puntos de medida se sitúan entre la cabeza del anclaje y el terreno. Estas células pueden ser de varios tipos:

- Mecánicas: las deformaciones se miden directamente con un comparador.
- Hidráulicas: las deformaciones se miden con células que contienen una cámara de aceite y que transmiten la carga a un transductor.
- Eléctricas: son células cilíndricas metálicas cuya deformación se transmite a sensores eléctricos.

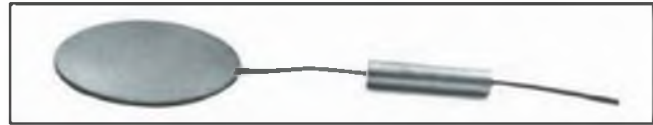


Figura 6.101 Célula de presión total (cortesía de Ingeniería de Instrumentación y Control, IIC).

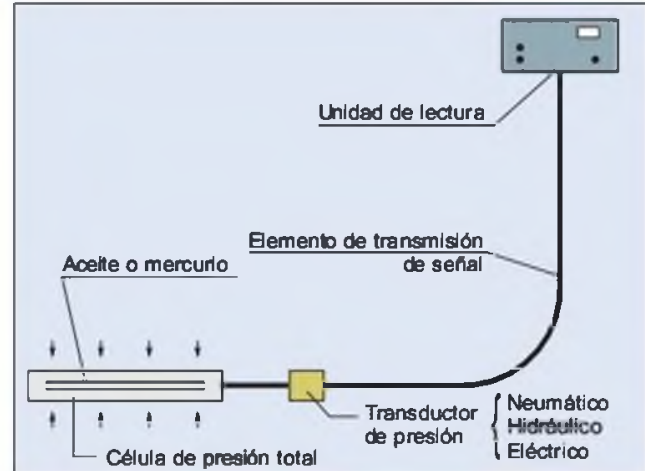


Figura 6.102 Esquema de célula de presión total (IGME, 1987).



Figura 6.103 Célula de carga de cuerda vibrante (cortesía de Ingeniería de Instrumentación y Control, IIC).

6.7

Resumen

A modo de recapitulación se presenta en los Cuadros 6.11 al 6.15 un resumen de los distintos tipos de ensayos *in situ* descritos en este capítulo.

Ensayos *in situ*: propiedades geotécnicas y tipo de material

Propiedad geotécnica	Tipo de material	
	Suelos	Rocas
Resistencia	<ul style="list-style-type: none"> — Penetración estándar (SPT)*. — Penetración dinámica (Borros y otros tipos). — Penetración estática y CPTU. — Molinete (<i>vane test</i>)*. 	<ul style="list-style-type: none"> — Martillo Schmidt. — Carga puntual. — Corte directo.
Deformabilidad	<ul style="list-style-type: none"> — Placa de carga. — Presiómetros*. 	<ul style="list-style-type: none"> — Dilatómetros*. — Placa de carga. — Gato plano.
Permeabilidad	<ul style="list-style-type: none"> — Lefranc*. — Gilg Gavard*. — Matsuo**. — Haefeli**. 	<ul style="list-style-type: none"> — Ensayo Lugeon*.

* Ensayos en sondeos; ** Ensayos en calicatas y zanjas.

Ensayos *in situ* de resistencia

Ensayo	Lugar	Descripción	Características	Resultados
Penetración estándar (SPT)	En el interior de sondeos.	Resistencia a la penetración de una puntaza mediante golpeo con una energía normalizada.	En suelos, especialmente en materiales no cohesivos.	Valor <i>N</i> de resistencia a la penetración que puede ser correlacionado con parámetros geotécnicos.
Penetrómetro dinámico	A partir de superficie hasta una profundidad de ≈ 25 m.	Medida de la resistencia a la penetración de una puntaza mediante golpeo con una energía normalizada.	Tipos: Borro, DPL, DPM, DPH y DPSH. No se obtienen muestras.	Medida indirecta de la resistencia del terreno mediante el valor <i>N_B</i> . Se puede relacionar con el SPT.
Penetrómetro estático	A partir de superficie hasta una profundidad de ≈ 30 m.	Registro continuo de la resistencia a la penetración de una punta y un vástago mediante presión.	En suelos granulares y cohesivos blandos. Cuando se instala un piezocono se pueden medir presiones intersticiales. No se obtienen muestras.	Resistencia por punta, rozamiento lateral y presiones intersticiales.
Molinete	En el interior de sondeos.	Medida del par de giro necesario para la rotura del terreno.	En materiales cohesivos blandos saturados.	Resistencia al corte sin drenaje.
Martillo Schmidt	Sobre superficies de roca.	Medida del rebote registrado al efectuar una percusión con el martillo en la zona elegida.	Permite ensayar rocas y discontinuidades.	Resistencia a compresión simple del material a partir de correlaciones.
Carga puntual (PLT)	Sobre muestras de roca.	Medida de la carga necesaria para la rotura de una muestra mediante compresión entre puntas.	Sobre testigos de sondeos o fragmentos de roca.	Resistencia a compresión simple del material a partir de correlaciones.
Corte <i>in situ</i>	En galerías, zanjas y pozos.	Medida de la tensión tangencial necesaria para producir la rotura a través de una discontinuidad sometida a una determinada carga normal.	Puede emplearse la célula de Hoek para muestras pequeñas o testigos en campo.	Resistencia al corte de un plano de discontinuidad.

Ensayos *in situ* de deformabilidad

Ensayo	Lugar	Descripción	Características	Resultados
Placa de carga en suelos	Zanjas, pozos y en superficie.	Medida de las deformaciones producidas al aplicar cargas verticales conocidas mediante una placa lisa y rígida.	Las placas pueden tener dimensiones variables (30 × 30 a 100 × 100 cm).	Módulo de Young y coeficiente de balasto.
Placa de carga en macizos rocosos	En galerías y túneles.	Medida de las deformaciones producidas al aplicar cargas conocidas mediante una placa lisa y rígida.	Las placas pueden tener dimensiones variables (30 × 30 a 100 × 100 cm). Resulta difícil aplicar cargas > 200 t.	Módulo de Young.
Presiómetro (en suelos)	En el interior de sondeos.	Medida de la deformación del terreno al ir aplicando una serie de presiones controladas en suelos.	Aplicable en materiales con $E \leq 6.000$ MPa. Puede ejercer presiones hasta 20 MPa.	Módulo de deformación presiométrico.
Dilatómetro (en rocas)	En el interior de sondeos.	Medida de la deformación del terreno al ir aplicando una serie de presiones controladas en rocas.	Aplicable en materiales con $E \leq 15.000$ MPa. Puede ejercer presiones mayores de 20 MPa.	Módulo de deformación dilatométrico.
Gato plano	En superficie, galerías, túneles.	Medida de la deformación a lo largo de una hendidura creada en la roca.	Hasta 70 MPa.	Módulo de deformación y estado tensional.

Instrumentación geotécnica

Magnitud medida	Métodos	Equipos
Desplazamiento entre puntos próximos	Con sistema de lectura mecánico.	Cinta de convergencia.
		Cinta métrica.
		Calibre.
	Con sistema de lectura eléctrico.	Flexómetro.
		Potenciómetro.
		LVDT.
Desplazamientos superficiales	Métodos geodésicos, nivelación y colimación.	Cuerda vibrante.
		Topográficos, DGPS.
Desplazamientos en profundidad	Inclinómetro.	Cuerda vibrante y otros.
	Extensómetro.	De hilos o varillas.
		De lectura mecánica o eléctrica.
Presión intersticial	Piezómetros abiertos.	Tubería aislada.
	Piezómetros cerrados.	Cuerda vibrante y otros.
	Tuberías piezométricas ranuradas*.	Tubería abierta.
Presiones	Células de presión total.	Transductor de presión neumático.
		Transductor de presión hidráulico.
		Transductor de presión eléctrico.
	Células de carga.	Mecánicas.
		Hidráulicas.
		Eléctricas.

* Sólo en las condiciones expuestas en el Apartado 6.3.

Métodos geofísicos aplicados a la ingeniería geológica

Método	Técnicas		Aplicaciones
Eléctrico	S.E.V.		Interpretación geológica, grado de alteración, cubicación de materiales, contenido en agua y salinidad.
	Calicatas eléctricas		<i>Ídem</i> al anterior pero para el estudio de su variación lateral.
	Dipolo-dipolo		<i>Ídem</i> al anterior pero para el estudio de su variación a lo largo de una sección.
Sísmico	Sísmica de refracción		Espesor de recubrimientos, excavabilidad, cubicación de áreas de préstamo, calidad de la roca, condiciones de cimentación.
	Sísmica de reflexión		Investigación geológica profunda en obras subterráneas y laderas.
Electromagnético	EM en dominio de frecuencias		Interpretación geológica, grado de alteración, contenido en agua y salinidad.
	EM en dominio de tiempos		<i>Ídem</i> al anterior pero a grandes profundidades.
	V.L.F.		Resistividad del terreno en superficie, interpretación geológica y variaciones laterales.
	Geo-radar		Huecos y elementos enterrados, contactos litológicos, investigación del trasdós de estructuras, etc.
Gravimétrico	Gravimetría		Contactos litológicos con contraste de densidad, terrenos blandos, cavidades, zonas de disolución, zonas de falla.
	Microgravimetría		<i>Ídem</i> al anterior pero de mayor detalle.
Magnético	Magnetometría		Galerías mineras abandonadas, huecos rellenos de arcilla, conducciones enterradas, fallas, diques, masas mineralizadas.
Sísmica en sondeos	<i>Cross-hole</i>		Litología del sondeo, velocidad de ondas <i>P</i> y <i>S</i> , módulos dinámicos, propiedades resistentes, excavabilidad, espesor de recubrimientos.
	<i>Down-hole</i> <i>Up-hole</i>		
	Tomografía sísmica		Interpretación geológica, cavidades, módulos dinámicos, velocidad de ondas <i>P</i> y <i>S</i> , propiedades resistentes, zonas de fractura, zonas de alteración, excavabilidad, espesor de recubrimientos.
Testificación geofísica (en el interior de sondeos)	Eléctrica	Resistividad eléctrica Potencial espontáneo Conductividad eléctrica Tomografía eléctrica	Salinidad del agua, resistencia del material, secuencia litológica. Fracturas.
	Nuclear o radiactiva	Gamma natural Gamma espectral Neutrón Gamma-Gamma	Investigación de arcillas, contenido en agua, densidad del terreno.
	Sónica o acústica		Propiedades mecánicas, grado de fracturación, secuencia litológica.
	Fluidos	Temperatura Conductividad Velocidad de flujo	Puntos de afluencia de agua al sondeo, niveles freáticos.
	Geométricos	Calibre Dipmetro Registro de T.V.	Acotación del sondeo, huecos y fracturas, orientación de discontinuidades.

Bibliografía recomendada

- Clayton, C. R. I., Matthews, M. C. y Simon, N. E. (1995). Site investigations. Ed. Blackwell Science.
- Day, R. W. (1999). Geotechnical and foundation engineering. McGraw-Hill.
- Joyce, M. D. (1982). Site investigations practice. Ed. E. & F.N. Spon.
- López Jimeno, C. *et al.* (2000). Manual de sondeos. Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Minas, Madrid.

Prospección geofísica

- Reynolds, J. M. (1997). An introduction to applied and environmental geophysics. John Wiley & Sons Ltd.
- Telford, W. M., Geldart, L. P., Sheriff, R. E. and Keys, D. A. (1990). Applied geophysics. Cambridge University Press.

Teledetección

- Colwell, R. N. Ed. (1999). Manual of remote sensing. American Society of Photogrammetry. Sheridan Press.
- Chuvieco, E. (2000). Fundamentos de teledetección espacial. Ed. Rialp. Madrid.

Referencias bibliográficas

- Antón-Pacheco, C., Gumiel, J. C., de Miguel, E. *et al.* (1999). Cartografía del vertido de lodos de la mina de Aznalcóllar mediante imágenes Daedalus ATM. Revista de Teledetección, vol. 12.
- Barton, N. y Choubey, V. (1977). The shear strength of rock joints in theory and practice. Rock Mechanics, vol. 10.
- Barton, N. (1981). Shear strength investigations for surface mining. 3rd Int. Conf. on Stability Surface Mining. Vancouver.
- Brady, B. H. G. y Brown, E. T. (1985). Rock mechanics for underground mining. George Allen and Unwin, London.
- Brown, E. T. (1981). Rock characterisation testing and monitoring. ISRM Suggested Methods. International Society for Rock Mechanics.
- Clayton, C. R. I., Matthews, M. C. y Simon, N. E. (1995). Site investigations. Ed. Blackwell Science.
- Dahlberg, R. (1974). A comparison between the results from swedish penetrometers and standard penetration tests. Results in sand. ESOPT, 2:2.
- De Freitas, M. H. (1992). Lecture notes on site investigation. Master de Ingeniería Geológica. Universidad Complutense de Madrid.
- De Mello, J. (1971). Standard penetration test. 4th Panamerican Congress on Soil Mechanics and Foundation Engineering. Puerto Rico. Junio, Vol. I.
- Ferrer, M. y González de Vallejo, L. I. Ed. (1999). Manual de campo para la descripción y caracterización de macizos rocosos en afloramientos. IGME. Madrid.
- Fookes, P. G. (1997). The First Glossop Lecture. Geological Society of London. Geology for engineers: The geological model; prediction and performance. Ql. JI. Engineering Geology, vol. 3, part. 4.
- Gómez Laa, G. y Foyo, A. (1979). Analysis of «in situ» permeability tests in some spanish dams. XIII ICOLD, New Delhi.
- Hoek, E. y Bray, J. W. (1981). Rock slope engineering. 3rd ed. The Institution of Mining and Metallurgy. Londres.
- Iglesias, A. (1998). Apuntes de hidrogeología. Máster de Ingeniería Geológica. Departamento de Geodinámica. Universidad Complutense de Madrid.
- IGME (1987). Manual de taludes. Serie: Geotecnia. Instituto Geológico y Minero de España. Madrid.
- ISRM (1971). Rock characterisation testing and monitoring. ISRM Suggested methods. E. T. Brown, ed. International Society for Rock Mechanics.
- Jiménez Salas, J. A., Justo, J. L. y Serrano, A. (1976). Geotecnia y cimientos II. Ed. Rueda. Madrid.
- Joyce, M. D. (1982). Site investigations practice. Ed. E. & F.N. Spon.
- Kim, K. y Franklin, J. A. (1987). Suggested methods for rock stress determination. Int. Journal Rock Mech. Min. Sci. and Geomech. Abstrs., 24-1, pp. 53-74.
- Landsat Data Users Notes (1993). EOSAT Ed. Vol. 8, n.º 2.
- Larsson, R. and Mulabdic, M. (1991). Piezocone tests in clay. Linköping: Statens Geotekniska Institut.
- López Jimeno, C. *et al.* (2000). Manual de sondeos. Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Minas, Madrid.
- Mazariegos, A. (1993). Reconocimientos del terreno. Monografía n.º 13. Máster de Ingeniería Geológica. Departamento de Geodinámica. Universidad Complutense de Madrid.
- MOPU. NTE-1975 CEG. Estudios geotécnicos. Ed. INCE. Madrid.
- Olalla, C. y Sopeña, L. (1991). Ensayos de campo. Monografía n.º 5. Máster de Ingeniería Geológica.

- Departamento de Geodinámica. Universidad Complutense de Madrid.
- Oteo, C. (1978). Ensayos de laboratorio en la mecánica de rocas. Revista del Laboratorio de Transporte. Ministerio de Fomento, n.º 127. Madrid.
- Photogrammetric Engineering & Remote Sensing (2000). Amer. Soc. of Photogrammetric and Remote Sensing, vol. 66, n.º 4.
- Robertson, P. K. and Campanella, R. G. (1983). Interpretation of cone penetration test. Part I. Sand. Canadian Geotechnical Journal, 20,4, pp. 718-733
- Rodríguez Ortiz, J. M., Serra, J. y Oteo, C. (1982). Curso aplicado de cimentaciones. Ed. Servicio de Publicaciones del Colegio Oficial de Arquitectos de Madrid, D. L.
- Rodríguez Ortiz, J. M. (1988). Auscultación y corrección de movimientos del terreno. En: Riesgos Geológicos. IGME. Madrid.
- Schmertmann, J. K. (1978). Guidelines for cone penetration test performance and design. U.S. Dept of Transportation, Federal Highway Administration, Offices of Research and Development. Report N° FHWA-TS-78-209.
- Simon, N. y Menzies, B. (2000). A short course in foundation engineering. Ed. Thomas Telford Publishing, Londres.
- Terzaghi, K. y Peck, R. B. (1948). Soils mechanics in engineering practice. Ed. John Wiley and Sons. New York.
- Thornburn, S. (1963). Tentative correction chart for the standard penetration test in non cohesive soils. Civ. Eng. and Public Works 58; 683: 752-753.
- Tyrell, A. P., Lake, L. M. and Parsons, A. W. (1983). An investigation of the extra costs arising on highway contracts. TRRL Supplementary Report SR 814, Transport and Road Research Laboratory. U.K.



CAPÍTULO 7

MAPAS GEOTÉCNICOS

CONTENIDO

1. Definición
2. Tipos de mapas
3. Métodos cartográficos
4. Obtención de datos
5. Aplicaciones

7.1

Definición

Los mapas geotécnicos (*engineering geological maps*) constituyen un método en ingeniería geológica para presentar cartográficamente información geológico-geotécnica con fines de planificación y uso del territorio y para el proyecto, construcción y mantenimiento de obras de ingeniería; aportan datos sobre las características y propiedades del suelo y del subsuelo de una determinada zona para evaluar su comportamiento y prever los problemas geológicos y geotécnicos.

Los datos incluidos en los mapas geológicos (topografía, relieve, litología, estructura, etc.) permiten deducir información valiosa sobre las propiedades de los materiales, pero las descripciones geológicas no son suficientes para su aplicación en ingeniería geológica:

- No aportan datos cuantitativos de las propiedades físicas y mecánicas, ni sobre la heterogeneidad y anisotropía de los materiales.
- No representan los componentes del medio geológico con significado geotécnico y su influencia en trabajos de planificación e ingeniería.
- No representan el carácter dinámico del medio geológico en relación a la ingeniería.

Los mapas geotécnicos deben considerar los siguientes aspectos generales de interés en ingeniería geológica:

- Descripción y clasificación geotécnica de suelos y rocas.

- Propiedades físicas y mecánicas de los materiales.
- Condiciones hidrogeológicas y distribución del agua.
- Condiciones y procesos geomorfológicos.
- Procesos dinámicos.

Los contenidos y el detalle de la información, así como el grado de complejidad en la realización de los mapas, son función de:

- La escala y extensión.
- Los objetivos concretos que se persigan.
- La importancia de los diferentes factores geológico-geotécnicos y sus relaciones.
- La información disponible, datos y representatividad.
- Las técnicas de representación.

Los mapas geotécnicos incluyen **información descriptiva** sobre los materiales y procesos geológicos, **datos cuantitativos** de los diferentes componentes del medio geológico y de las propiedades físicas y mecánicas de los materiales e **información interpretativa** para su aplicación geotécnica o ingenieril.

Estos documentos **no pueden reemplazar una investigación para una obra concreta**, pero son una ayuda insustituible para el diseño racional de las obras, para prever los problemas geológico-geotécnicos en una zona, planificar las investigaciones *in situ* e interpretar los resultados de ensayos de campo y laboratorio.

7.2

Tipos de mapas

Clasificación

Los mapas geotécnicos se realizan a escalas acordes con sus objetivos, proporcionando información geológico-geotécnica básica (por ejemplo para planificación regional) o específica para una aplicación determinada (selección de emplazamientos, excavaciones,

cimentaciones, etc.). Los mapas se pueden clasificar en función de su objetivo, contenido y escala. En el Cuadro 7.1 se presenta la clasificación establecida por la UNESCO-IAEG (1976), y en el Cuadro 7.2 se incluye una clasificación de los mapas en función de su

Clasificación de los mapas geotécnicos en función de su objetivo y contenido

Criterio	Tipo de mapa
Objetivo	<ul style="list-style-type: none"> — Específico: proporciona información sobre un aspecto determinado de la ingeniería geológica o para un objetivo concreto (emplazamiento de residuos, trazados de ferrocarril, condiciones del terreno para cimentación de una presa, para excavaciones subterráneas, etc.). — Múltiple o general: proporciona información referente a diversos aspectos de la ingeniería geológica, para variados objetivos y usos geotécnicos.
Contenido	<ul style="list-style-type: none"> — Temático o analítico: aporta detalles o evalúa un componente determinado del medio geológico (grado de meteorización, grado de fracturación de macizos rocosos, procesos sísmicos, expansividad de los suelos, etc.). — Integrado: a) aporta las condiciones geotécnicas descriptivas de todos los principales componentes del medio geológico; b) zonificación del territorio en unidades geotécnicamente homogéneas. — Auxiliar: presenta datos concretos de algún aspecto geológico o geotécnico. — Complementario: proporciona información básica sobre algún aspecto geológico, geomorfológico, hidrogeológico, etc.
Escala	<ul style="list-style-type: none"> — Gran escala (local): > 1:10.000 — Escala media: 1:10.000 a 1:100.000 — Pequeña escala (regional): < 1:100.000

UNESCO-IAEG, 1976.

Clasificación de mapas geotécnicos en función de su escala

Tipo de mapa geotécnico y escala	Contenido	Método de elaboración	Aplicaciones
Regional < 1:10.000	Datos geológicos, conjuntos litológicos, estructuras geotectónicas, rasgos geomorfológicos regionales, grandes zonas afectadas por procesos. Información general de interés geotécnico e interpretaciones.	Fotografía aérea, mapas topográficos y geológicos previos, información existente, observaciones de campo.	Planificación y reconocimientos preliminares, información general sobre la región y tipos de materiales existentes.
Local Etapa de reconocimiento preliminar. 1:10.000 a 1:500	Descripción y clasificación de suelos y rocas, estructuras, geomorfología, condiciones hidrogeológicas, procesos geodinámicos, localización de materiales para construcción.	Fotografía aérea, recorridos de campo, medidas y datos de campo.	Planificación y viabilidad de obras y reconocimiento detallado.
Local Etapa de investigación <i>in situ</i> . 1:5.000 a 1:500	Propiedades de los materiales y condiciones geotécnicas, aspectos importantes para la construcción de una obra concreta.	Los anteriores más datos de calicatas y sondeos, geofísica, ensayos <i>in situ</i> y de laboratorio.	Detalles sobre emplazamientos y problemas geológico-geotécnicos. Diseño de obras.

Modificado de Ruiz Vázquez y González Huesca, 2000

escala y contenido, indicando también sus métodos de elaboración y aplicaciones.

De forma simplificada, los mapas geotécnicos pueden agruparse en:

- Mapas de evaluación geotécnica del terreno: mapas cualitativos con clasificaciones generales, zonas

problemáticas, aptitud del terreno para diversos usos, etc.; los más habituales incluyen:

- Interpretación de la cartografía geológica; escalas habituales entre 1:50.000 y 1:100.000; leyenda de origen geológico; limitada utilidad práctica.

- Características geotécnicas de formaciones superficiales; escalas entre 1:25.000 y 1:100.000; datos sobre recubrimientos, suelos, aluviales, etc.; caracterización cualitativa (a veces cuantitativa) y zonificación general somera.

- **Mapas de caracterización geotécnica**, que pueden incluir:

- Caracterización global del terreno, a escalas entre 1:25.000 y 1:50.000, valorando geotécnicamente las unidades en su conjunto, con datos de propiedades e indicadores de calidad.
- Zonificación geotécnica para proyectos de ingeniería, a escalas entre 1:5.000 y 1:25.000, con información cuantitativa según su aplicación (cimentaciones, taludes, excavaciones, materiales para construcción, etc.).
- Cartografía geotécnica de detalle, a escalas entre 1:100 y 1:2.000, con información y datos geotécnicos para una obra concreta.

Mientras que los mapas geotécnicos a pequeña y media escala suelen ser elaborados por instituciones gubernamentales o centros de investigación, los mapas locales a escalas mayores de 1:10.000 son elaborados por especialistas en geotecnia o ingeniería geológica y, dependiendo del contenido, en geología estructural, geomorfología, hidrogeología, etc.

En España, el Instituto Geológico y Minero ha realizado numerosas cartografías geotécnicas a nivel regional, entre las que cabe destacar:

- Mapas geotécnicos generales a escala 1:200.000 de todo el territorio nacional. Los mapas se acompañan de memoria explicativa de la metodología y del contenido, y de mapas complementarios de formaciones superficiales y sustrato y de características geomorfológicas, hidrológicas y geotécnicas.
- Mapas geotécnicos y de riesgos geológicos de ciudades, a escala 1:25.000 y 1:5.000.

También se han realizado diversos mapas a escalas medias para diferentes aplicaciones y objetivos, entre los que destacan los de riesgos geológicos (inundaciones, deslizamientos, etc.).

La Figura 7.1 muestra un ejemplo de mapa geotécnico general integrado a pequeña escala. La Figura 7.2 incluye un ejemplo de cartografía a escala media para su aplicación a la planificación urbana, con objetivo específico y contenido general, correspondiente a un fragmento del mapa geotécnico de la ciudad de Zaragoza, a escala original 1:25.000; además del contenido indicado en la leyenda simplificada y reducida de la Figura 7.2, el mapa aporta datos sobre

las condiciones de cimentación (presiones admisibles, tipo de cimentación e investigaciones complementarias); este mapa se complementa con otro de características geomecánicas y condiciones constructivas.

Contenido de los mapas geotécnicos

Independientemente del tipo de mapa, éstos deben incluir una serie de información básica:

- Topografía y toponimia.
- Distribución y descripción litológica de las unidades geológicas.
- Espesor de suelos, formaciones superficiales y rocas alteradas.
- Discontinuidades y datos estructurales.
- Clasificación geotécnica de suelos y rocas.
- Propiedades de suelos y rocas.
- Condiciones hidrogeológicas.
- Condiciones geomorfológicas.
- Procesos dinámicos.
- Investigaciones previas existentes.
- Riesgos geológicos.

De estos factores, los más importantes se detallan a continuación.

Clasificación y propiedades geotécnicas de suelos y rocas

La delimitación y cartografía de **unidades de rocas o suelos «homogéneos»** en cuanto a sus **propiedades físicas y mecánicas**, como la resistencia, deformabilidad, permeabilidad, durabilidad, etc., se realiza en base a las **propiedades geológicas** de mayor relación con las propiedades geotécnicas. La composición mineralógica y la litología están directamente relacionada con la densidad y plasticidad de los suelos. En las rocas la composición determina la dureza, resistencia, alterabilidad, etc. La textura y estructura mineralógica son también aspectos que proporcionan información sobre el comportamiento mecánico de los materiales en relación con la porosidad y la densidad. Las condiciones hidrogeológicas aportan información sobre la consistencia de los suelos y sobre las condiciones de alteración en suelos y rocas. En el caso de macizos rocosos, la frecuencia, distribución y tipo de discontinuidades, el grado de fracturación y el grado de alteración o meteorización proporcionan información sobre la resistencia, deformabilidad y permeabilidad.

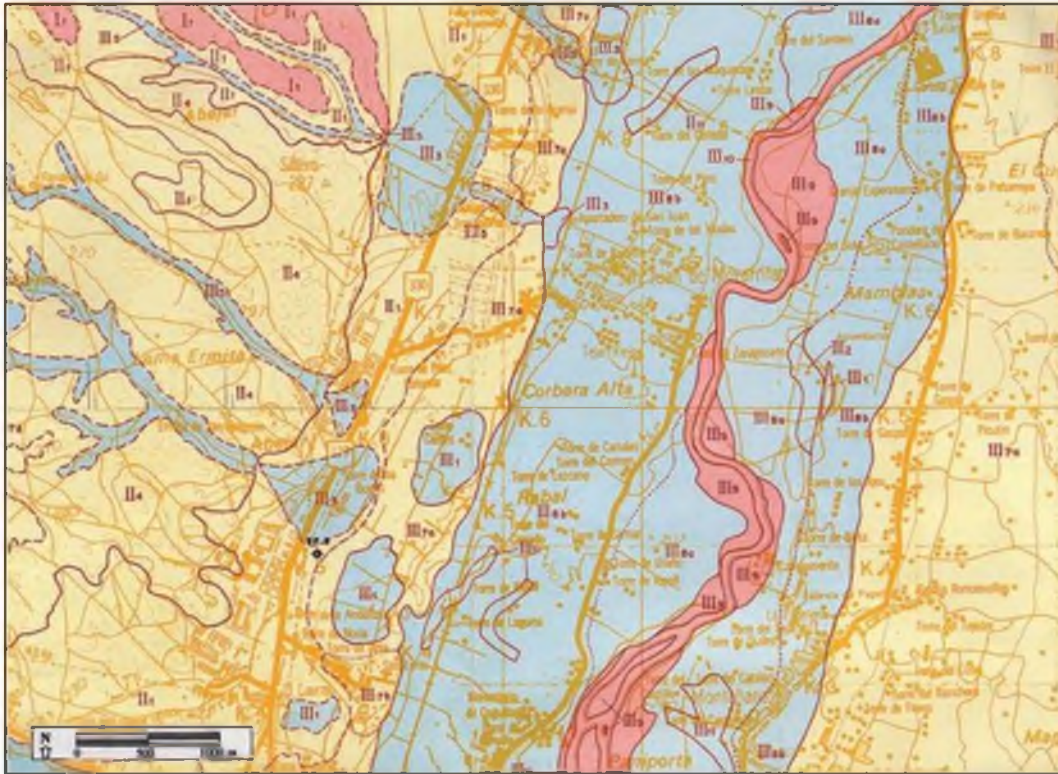
Los parámetros geotécnicos a representar en las cartografías geotécnicas, siempre en función de la es-



ZONIFICACIÓN		
REGIÓN	ÁREA	CRITERIOS DE DIVISIÓN Y CARACTERÍSTICAS GENERALES
RECINTOS EMERGIDOS	FORMAS DE RELIEVE MODERADAS	<p>I₁ Grutas y grietas predominantes. Morfología llana. Material con cierta permeabilidad ligada a racubrimientos arenosos y al grado de clorización. Buen drenaje natural. Agua en zonas de fracturas y fallas. Características mecánicas muy favorables excepto en la capa de alteración arenosa. Admiten cargas elevadas sin asentamientos.</p>
	FORMAS DE RELIEVE ACUSADAS	<p>I₂ Pozas, cuarcitas y calizas predominantes. Morfología abrupta con pendientes que pueden superar el 20% y 30%. Excluye a zonas con materiales sueltos en superficie por lejsidad, clorización, desgragación. Materiales impermeables. Escorrentía superficial muy adiva. Buen drenaje. Características mecánicas muy favorables. Admiten cargas elevadas sin asentamientos.</p>
RECINTOS HUNDIDOS	FORMAS DE RELIEVE SUAVES	<p>II₁ Arcillas limosas, grava y arenas. Morfología llana. Permeabilidad variable según la litología. Drenaje por percolación natural. Zonas encharcadas. Características mecánicas muy variables. Capacidad de carga baja a media. Asentamientos previsibles de medios a elevados.</p>
		<p>II₁ Depósitos granulares. Morfología llana con pequeñas resacas y desniveles. Material permeable sobre sustrato impermeable, lo que dificulta su drenaje. Características mecánicas favorables. Capacidad de carga media a elevadas y asentamientos muy reducidos.</p>
		<p>II₂ Depósitos granulares con mayor o menor contenido de fracción arcillosa. Morfología llana. Material semipermable. Drenaje captable o difícil por percolación natural. Niveles acuíferos continuos en profundidad. Características mecánicas medias. Capacidad de carga y asentamientos medios.</p>
	<p>II₃ Calizas arenosas o margosas. Morfología llana. Estratos horizontales recubiertos por depósitos arcillosos con cantos. Material permeable por fisuración. Drenaje compatible o deficiente por fisuras. Características mecánicas favorables en rocas sanas.</p>	
	FORMAS DE RELIEVE MODERADAS	<p>II₄ Margas arcillosas y yesíferas con niveles de yeso. Relieve en pendiente con desniveles acusados. Material impermeable. Drenaje por escorrentía superficial. Agua salinizada. Asentamientos bruscos por deslución de yesos.</p>
FORMAS DE RELIEVE SUAVES	<p>II₅ Arcillas arenosas con niveles de grava y costras de caliche. Material de racubrimiento de plenicie. Morfología llana. Material semipermable sobre sustrato impermeable, lo que imposibilita su drenaje. Zona con problemas de asentamiento. Características mecánicas de tipo medio. Capacidad de carga y asentamientos medios.</p>	

LEYENDA			
CONDICIONES CONSTRUCTIVAS Y TIPOS DE PROBLEMAS			
FAVORABLES	ACEPTABLES	DESFAVORABLES	MUY DESFAVORABLES
<p>Geomorfológicos y geotécnicos</p> <p>Geotécnicos</p> <p>Geomorfológicos</p>	<p>Geotécnicos</p> <p>Geomorfol. y geotécnicos</p> <p>Litológicos y geotécnicos</p> <p>Geomorfol., hidrológ. y geotéc.</p> <p>Litológicos y geomorfológicos</p>	<p>Geomorfológicos</p> <p>Litológicos, geomorfol. e hidrológ.</p> <p>Hidrológicos y geotécnicos</p> <p>Litológicos, hidrológ. y geotéc.</p> <p>Litológicos y geomorfológicos</p>	<p>Geomorfol. y geotécnicos</p> <p>Litológicos, geomorfol. y geotéc.</p> <p>Hidrológicos</p> <p>Geomorfol., hidrológ. y geotéc.</p> <p>Litológicos, hidrológ. y geotéc.</p> <p>Hidrológicos y geotécnicos</p> <p>Litológicos, geomorfológicos y geotécnicos</p>

Figura 7.1 Ejemplo de mapa geotécnico general de una zona de Toledo (escala original 1:200.000; leyenda simplificada) (IGME, 1972).



AREA	FACTORES GEOLÓGICOS CON INCIDENCIA CONSTRUCTIVA		EDAD	RESTRICCIONES GEOLÓGICAS A LA CONSTRUCCIÓN
III	III ₂ (a, b)	Reellenos antrópicos de naturaleza poligénica. Dispuestos en monolitos de escombros o cubiertos por edificaciones. Materiales de elevada permeabilidad.	CUATERNARIO	
	III ₁₁	Arcillas y limos con arenas finas y abundante materia orgánica. Morfología acintada o deprimida. Nivel freático alto con frecuentes encharcamientos.		
	III ₁₂	Limos, arenas y arcillas con gravas calcáneas con abundante materia orgánica. Cauce actual de los ríos con pendientes longitudinales muy tendidas. Materiales permeables a semipermeables.		
	III ₁₃	Arenas con gravas calcáneas y abundantes arcillas y limos, con materia orgánica. Areas colindantes a los cauces con morfología muy variada. Nivel freático alto con frecuentes encharcamientos.		
	III ₁₄ (a, b)	Gravas arenosas con limos arcillosos. Nivel de terraza con relieve plano con áreas de dolinas aluviales por disolución de yesos. Material muy permeable con fuertes oscilaciones del nivel freático. Coef. de escorrentía: 0,35 a 0,65.		
	III ₁₅ (a, b, c, d)	Gravas calcáneas con matriz arenosa, localmente cementadas con carbonatos. Relieve horizontal con pequeños escalones de terrazas. Muy permeable y poroso. Coef. de escorrentía: 0,35 a 0,65.		
	III ₁₆	Limos arcillosos y arenosos con cantos de yeso y gravas calcáneas. Fondos de valle con relieve plano y pendientes suaves. Materiales permeables con circulación interna en lluvias y posibilidad de colapso. Coef. de escorrentía: 0,35.		
	III ₁₇	Gravas calcáneas y de sílex con matriz arenosa y limosa. Pendientes tendidas, vaguadas con rellenos aluviales. Permeables, con drenaje superficial por arroyada laminar o encauzada. Coef. de escorrentía: 0,35 a 0,65.		
	III ₁₈	Arenas limosas y arcillosas con cantos de caliza y sílex. Forma de abanico muy modificado por bancales de cultivo. Zona muy permeable e inundable. Coef. de escorrentía: 0,35 a 0,65.		
	III ₁₉	Limos y arcillas con esporádicos cantos de caliza y sílex. Coluvial con pendiente media disectado por vaguadas. Materiales semipermeables con drenaje superficial por arroyada. Coef. de escorrentía: 0,35 a 0,65.		
II	II ₄	Arcillas arenosas o gravas arenosas. Areas de dolinas por disolución de yesos. Materiales impermeables con drenaje superficial, fácilmente encharcables; permeable en zonas de gravas arenosas. Coef. de escorrentía: 0,35 a 0,65.	PLIO-CUATERNARIO	
	II ₅	Conglomerados de cantos calcáneos y yesíferos con matriz arenosa. Glacia de acumulación con pendiente tendida. Red de drenaje algo encajada, con áreas encharcables. Coef. de escorrentía: 0,50.		
I	I ₂	Cantos subangulosos calcáneos y yesíferos con matriz arenosa. Glacia de acumulación con pendiente tendida. Drenaje superficial por arroyada difusa o laminar. Coef. de escorrentía: 0,50.	MIOCENO	
	I ₁	Yesos y margas yesíferas con limos. Relieve acarcavado y muy erosionable. Zona impermeable con drenaje superficial por arroyada de aguas salvajes. Coef. de escorrentía: 0,50.		

CONDICIONES PARA OBRAS DE TIERRA							
ZONA →	I ₁	II ₁	II ₂	III ₁	III ₂ (a, b)	III ₃ (a, b)	III ₄ (a, b)
FACILIDAD EXCAVACIÓN	Ripable, Marginal a no ripable en áreas sanas	Ripable	Ripable y excavable	Ripable y removilizable con pala	Ripable. Zonas necesario martillo neumático	Ripable y excavable	Excavable y ripable
ESTABILIDAD TALUDES	Aburas <10 m estables con 70°	Taludes provisionales: 80° (H<5 m)	Taludes temporales: 70°. Definidos: 4H:3V	Inestables a medio plazo	Taludes temporales 90°. Definidos: 4H:3V	Inestables. Entibación en zanjas y excavaciones	Inestables. Entibación. Taludes definidos <30°
EMPUJES SOBRE CONTENCIÓNES	Escasos salvo zonas alteradas	Medios – altos	Medios	Medios – altos	Medios en áreas alteradas	Altos en niveles cohesivos. Medios en el resto	Altos. Sostenermentos (cunetas, muros)
APTITUD PRÉSTAMOS	No aptos	Tolerables a adecuados	Tolerables o adecuados según áreas	Tolerables a adecuados	Adecuados y/o seleccionados	Adecuados a seleccionados. Niveles finos inadecuados	Tolerables a adecuados
APTITUD EXPLANADAS	Tipo E-2 y E-1	Apta. Tipo E-1	Tipo E-1	Apta. Tipo E-1	Apta. Tipo E-2 en gravas E-3 en costuras	Suelos cohesivos marginales. Gravas arenosas: Tipo E-1, E-2	Apta. tipo de explanada a considerar E-1
OBRAS SUBTERRÁNEAS	Sostenermentos en tramos arcillosos. Alteración a largo plazo	Sostenermentos	Sostenermentos	Dificultades. Entibación total	Dificultades. Sostenermentos	Medias. Necesaria entibación total	Ejecución difícil. Necesario escudo

Figura 7.2 Ejemplo de mapa de características geomecánicas y factores geológicos con incidencia constructiva de la zona de Zaragoza (leyenda simplificada; escala original 1:25.000) (IGME, 1987).

cala y finalidad del mapa, de la información y datos disponibles, son:

- Densidad.
- Porosidad.
- Consistencia y actividad.
- Permeabilidad.
- Resistencia a la compresión simple y a la tracción.
- Parámetros resistentes.
- Deformabilidad.
- Durabilidad o alterabilidad.

Además, en los mapas específicos, bien temáticos o integrados, se incluyen otras propiedades y aspectos geotécnicos según las aplicaciones perseguidas.

Las **clasificaciones geotécnicas** de suelos (sistema unificado USCS, carta de plasticidad de Casagrande) y rocas (en base a diferentes propiedades físicas y mecánicas) y la aplicación de expresiones y **correlaciones empíricas** e índices de campo permiten la evaluación de propiedades geotécnicas y proporcionan datos cuantitativos. Estos aspectos se tratan en los Apartados correspondientes de los Capítulos 2, 3 y 4.

Las **unidades geotécnicas** y su distribución espacial generalmente se establecen a partir de la litología, origen y características geológicas de los materiales, de observaciones y medidas de campo y de la fotointerpretación y, en los casos en que es posible o necesario, a partir de la realización de sondeos y ensayos *in situ* y en laboratorio y del análisis de muestras. Según la escala del mapa y los datos disponibles, éstas se definen con distinto grado de homogeneidad (ver Apartado 7.3).

La IAEG (1981a) propone un procedimiento a seguir para la clasificación y descripción de suelos y rocas con vistas a la cartografía geotécnica, incluyendo los siguientes aspectos:

- Clasificación litológica de rocas.
- Descripción y clasificación geológico-geotécnica de rocas y macizos rocosos (aspectos descritos en el Apartado 2 del Capítulo 3):
 - Matriz rocosa: color, textura, fábrica, porosidad, alteración y meteorización, resistencia (Apartado 3 del Capítulo 4).
 - Macizo rocoso: estructura, número de familias de discontinuidades, tamaño y forma de los bloques, grado y perfil de meteorización (Apartado 5 del Capítulo 4).
 - Características de las discontinuidades (Apartado 5 del Capítulo 3; Apartado 4 del Capítulo 4).
- Clasificación y descripción geológico-geotécnica de los suelos (Apartado 2 del Capítulo 2):

- Nombre y tipo: tamaño de grano, materia orgánica, plasticidad, tipo de depósito genético.
- Descripción del material: color, forma y composición, estado de alteración, resistencia.
- Información geológica adicional: nombre y edad de las formaciones geológicas.
- Rellenos y materiales antrópicos, vertederos, almacenamientos subterráneos.

Condiciones hidrogeológicas

La presencia de agua en los materiales geológicos afecta a sus propiedades y comportamiento mecánico y, por tanto, este aspecto debe ser considerado en la cartografía geotécnica. Los aspectos hidrogeológicos son de especial importancia en aquellos mapas geotécnicos enfocados a la planificación y uso del territorio, explotación de recursos hídricos o selección de emplazamientos para obras o actuaciones que tengan relación directa con las condiciones hidrogeológicas, como por ejemplo la ubicación de vertederos urbanos u otro tipo de residuos, embalses, etc.

Además de los cambios en las condiciones de los materiales y la variación en sus propiedades geotécnicas, las aguas superficiales y subterráneas dan lugar a procesos de meteorización física y química y provocan cambios en el relieve y movimientos del terreno, como deslizamientos, hundimientos o subsidencias. A su vez, los flujos de agua naturales pueden ser afectados por las obras de ingeniería, estructuras hidráulicas, extracciones, urbanizaciones, deforestaciones y por los movimientos del terreno.

Los **datos hidrogeológicos** en los mapas geotécnicos deben permitir prever los cambios hidrogeológicos asociados a las actuaciones sobre el terreno y aportar la información necesaria para evitar, minimizar o controlar dichos cambios. Los datos a incluir son:

- Distribución del agua y contenido en agua de los materiales.
- Formaciones acuíferas.
- Lagos, ríos, manantiales.
- Niveles piezométricos, profundidad y fluctuaciones estacionales o de otro tipo.
- Acuíferos confinados.
- Flujos, dirección y velocidad.
- Zonas y condiciones de infiltración.
- Parámetros hidrológicos: permeabilidad.
- Propiedades hidroquímicas y calidad del agua.

También deben ser cartografiadas las zonas inundadas en el pasado o las zonas potencialmente inundables, así como la frecuencia o periodo de retorno de las inundaciones.

Condiciones geomorfológicas

La información relacionada con las condiciones y procesos geomorfológicos de interés para su aplicación geotécnica incluye:

- Topografía.
- Elementos del relieve: valles, terrazas, laderas, escarpes, etc.
- Historia reciente y desarrollo del paisaje y del relieve y su relación con la geología.
- Origen, evolución y edad de los elementos geomorfológicos.
- Relación con la hidrogeología.
- Relación con los procesos geodinámicos internos y externos.
- Predicciones de procesos de erosión, hundimientos, movimientos de laderas, etc.

A todas las escalas deben ser representadas curvas de nivel.

Los aspectos geomorfológicos y la interpretación de la topografía son de gran importancia en lo referente a la caracterización física del territorio, y aportan información sobre procesos de inestabilidad y zonas inestables; los emplazamientos y trazados de muchas de las obras de ingeniería están condicionados por estos factores.

Procesos geodinámicos

Los mapas geotécnicos deben reflejar el carácter dinámico del medio geológico, y sus implicaciones con las actuaciones que se proyecten sobre el terreno. Deben aportar información espacial y datos sobre los **procesos dinámicos externos e internos**. La información a incluir en las cartografías geotécnicas, en función de la escala y de los datos disponibles, es:

- Localización y extensión de los procesos.
- Límites y rasgos morfológicos asociados.
- Edad.
- Intensidad y frecuencia de ocurrencia.
- Grado de actividad, velocidad.
- Condiciones, causas y factores condicionantes.
- Previsiones de procesos potenciales.

Estos procesos pueden representarse en todos los tipos de mapa, y el grado de detalle dependerá de la escala.

Un aspecto importante relacionado con los procesos geodinámicos son los **riesgos geológicos** que pueden afectar a zonas pobladas, infraestructuras y construcciones. En los Capítulos 13, 14 y 15 se tratan estos mapas y se incluyen algunos ejemplos de cartografías de peligrosidad y vulnerabilidad por movimientos del terreno.

7.3

Métodos cartográficos

Para la realización de una cartografía geotécnica se debe disponer de la **información geológica básica** sobre un **plano topográfico**. En caso de no existir base topográfica a la escala requerida, ésta debe ser realizada por métodos convencionales o a partir de fotografía aérea. De igual modo, si no existe un **plano geológico**, cuanto menos de síntesis, o si éste no está a la escala requerida, se deberá preparar a partir de la información disponible y de trabajos de campo; lo habitual, en mapas a media y gran escala, es completar la información geológica disponible en mapas 1:50.000 ó 1:25.000 con reconocimientos detallados de campo.

Zonificación geotécnica

La zonificación geotécnica se basa en la clasificación de **unidades geotécnicamente «homogéneas»**, que

pueden abarcar diferentes edades geológicas; a su vez, éstas pueden dividirse en subunidades. El detalle y el grado de homogeneidad dependerá de la escala, objetivo del mapa y datos disponibles.

Las unidades geotécnicas y su distribución espacial generalmente se establecen a partir de la litología, origen y características geológicas de los materiales, determinadas a partir de la información y mapas geológicos existentes, fotointerpretación y observaciones y medidas de campo. Según la escala del mapa y los datos disponibles, las unidades se definen con distinto grado de homogeneidad. En los trabajos que así lo requieran, las unidades cartográficas se caracterizan con más detalle a partir de investigaciones *in situ*, ensayos en laboratorio y análisis de muestras.

En las publicaciones de la IAEG (1981a) y de UNESCO-IAEG (1976) se propone la siguiente **clasificación de unidades de rocas y suelos para carto-**

grafía geotécnica (basadas en la litología y origen de los materiales), aplicables según la escala del mapa y ordenados de mayor a menor grado de homogeneidad litológica y física:

- **Tipo geotécnico:** uniformidad litológica y física, caracterizadas por valores medios de sus propiedades geotécnicas a partir de determinaciones y medidas puntuales. Pueden realizarse para mapas geotécnicos a gran escala.
- **Tipo litológico:** unidad homogénea en la composición, textura y estructura, pero generalmente no uniforme en sus características físicas; no pueden aportarse propiedades mecánicas medias para todo el conjunto, sino un rango de valores. Se emplean en mapas a gran escala y, si es posible, a media escala.
- **Complejo litológico:** un grupo de tipos litológicos relacionados, de iguales condiciones genéticas y tectónicas, no uniformes en litología ni propiedades físicas. Se aportan datos sobre los tipos litológicos individuales y sobre el comportamiento general de la unidad. Se aplican a escalas medias y a veces pequeñas.
- **Conjunto litológico:** varios complejos litológicos desarrollados bajo iguales condiciones genéticas (paleogeográficas) y tectónicas; presentan ciertas características litológicas comunes que los diferencian de otras unidades o conjuntos litológicos; sólo pueden aportarse propiedades geotécnicas muy generales. En mapas a pequeña escala.

Esta clasificación de unidades basada en las condiciones geológicas puede ser empleada para mapas específicos o generales integrados. Para las diferentes unidades deben ser también descritas las características estratigráficas y estructurales.

En los mapas específicos para una aplicación concreta, la zonificación debe basarse en los parámetros o condiciones geotécnicas y en los fenómenos o procesos geológicos que afectan al objetivo del mapa (por ejemplo para la viabilidad de obras lineales). Una vez caracterizadas y establecidas las diferentes unidades o zonas y delimitadas en el mapa, éstas se pueden clasificar en la leyenda de forma **interpretativa** (por ejemplo con respecto a la aptitud del territorio para el fin perseguido: zonas aptas, aptas con restricciones y no aptas) o, en cartografías generales y específicas, en base a los problemas de tipo geotécnico, geológico, geomorfológico, hidrogeológico, etc. que se pueden presentar para diversos usos o aplicaciones.

Representación de datos

Diversas asociaciones relacionadas con la ingeniería geológica (como la «Geological Society of London»,

la «Association of Engineering Geologists», AEG, o la «International Association of Engineering Geology» (IAEG), han formado comisiones para la propuesta de simbología y procedimientos para la realización de mapas de ingeniería geológica. No obstante, debido a la complejidad del medio geológico y a las diferentes aplicaciones y finalidades de los mapas geotécnicos, no existe un procedimiento estándar, existiendo diferencias significativas en los mapas tanto con respecto a los datos representados como a la forma de presentarlos.

La información sobre las características y propiedades geotécnicas de los suelos y rocas debe representarse sobre el mapa:

- a) Asignando propiedades geológico-geotécnicas a los diferentes conjuntos litológicos o unidades establecidas.
- b) Delimitando las unidades homogéneas respecto de alguna propiedad (resistencia, densidad, plasticidad, grado de fracturación, grado de alteración, etc.).
- c) Zonificando en unidades geotécnicamente homogéneas y asignando valores cuantitativos.
- d) Mediante isolíneas de valores cuantitativos.

En el Cuadro 7.3 se incluyen los métodos de representación habituales. Es frecuente emplear símbolos gráficos geomorfológicos y geológicos estándar, pero no así las letras y números que se emplean para definir las litologías y edades de las formaciones geológicas, ya que no aportan información sobre sus propiedades físicas o mecánicas.

La **leyenda** debe detallar y aclarar la información contenida en el mapa, siendo frecuente que ésta sea amplia y explícita, y que incluya cuadros de clasificación y datos complementarios. En las hojas pueden también incluirse, junto a la leyenda, mapas sintéticos auxiliares o complementarios a escala pequeña, mucho menor que la del mapa geotécnico.

En la **memoria** que acompaña a las hojas se amplían y detallan los contenidos del mapa y de la leyenda, se presentan resultados de los reconocimientos e investigaciones realizadas, los datos obtenidos, las metodologías y criterios empleados en la elaboración del mapa, etc., siendo frecuente incluir también clasificaciones geológicas-geotécnicas de los materiales, columnas de sondeos, hojas de los resultados de ensayos y fotografías de algunos aspectos de interés geotécnico.

Los mapas geotécnicos con sus correspondientes leyendas deben constituir documentos independientes, sin necesidad de recurrir a la memoria para su interpretación.

La representación de algunos parámetros geotécnicos, datos de sondeos o ensayos puede realizarse me-

Representación cartográfica de los elementos básicos en mapas geotécnicos

Escala	Clasificación de suelos y rocas	Propiedades geológico-geotécnicas	Condiciones hidrogeológicas	Condiciones geomorfológicas	Procesos dinámicos
Pequeña	-Colores y tramas -Letras y números	-Colores y tramas	-Símbolos y valores numéricos	-Curvas de nivel -Símbolos puntuales para elementos geomorfológicos	-Símbolos
Media			-Contornos y líneas -Valores numéricos	-Curvas de nivel -Límites y rasgos morfológicos de detalle	
Grande		-Colores y tramas -Valores numéricos -Diagramas y gráficos	-Líneas de isovalores -Valores numéricos		-Contornos y líneas

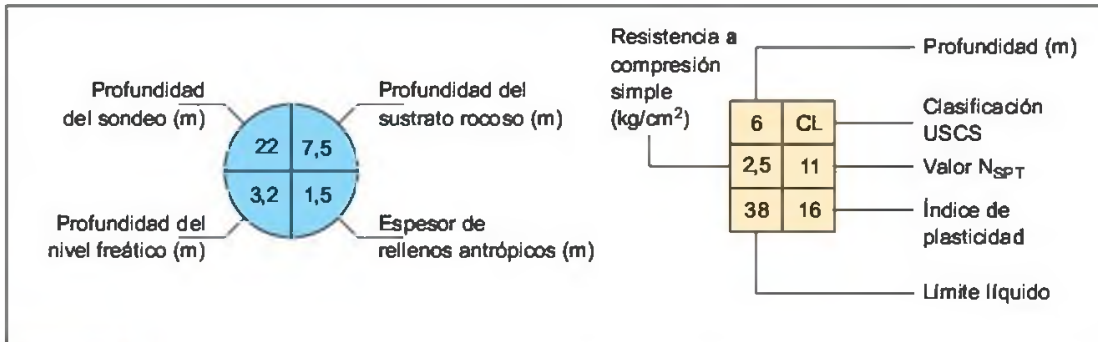


Figura 7.3 Ejemplo de diagramas para representación de datos geotécnicos puntuales de sondeos o ensayos.

diante pequeños gráficos o diagramas que incluyen sectores acordes con la información contenida, situándose en el mapa sobre las unidades a las que se refieren y explicando en la leyenda su significado (Figura 7.3).

Cartografía automática

Las aplicaciones informáticas y de los sistemas de información geográfica (SIG) a la cartografía geotécnica permiten:

- El tratamiento y análisis automático de los datos.
- La obtención de mapas de elementos o factores individuales o combinados entre ellos.
- La preparación de bases de datos.
- La actualización continua de los mapas en cuanto a datos e información.
- La preparación de modelos tridimensionales y la simulación de actuaciones sobre el terreno.

La cartografía automática contribuye a eliminar errores o interpretaciones subjetivas en el proceso de caracterización de las unidades geotécnicas. La aplicación de los SIG para el tratamiento y análisis automático de la información disponible tiene por finalidad la zonificación y clasificación del territorio en base a determinados criterios según los objetivos de los mapas; esto se lleva a cabo generalmente mediante técnicas de superposición de capas de información o mapas temáticos previamente preparados. Tanto la determinación de los criterios y el «peso» asignado a cada uno de los factores considerados como la interpretación de los resultados obtenidos deben ser realizados por profesionales con experiencia en ingeniería geológica.

Cortes geotécnicos

Los datos geotécnicos y la información de interés del subsuelo pueden representarse en cortes a lo largo de perfiles de interés; éstos constituyen un complemento

de los mapas geotécnicos, y presentan la variación con la profundidad de las propiedades de los materiales, los límites de zonas meteorizadas, profundidad de sustratos rocosos, etc. La realización de sondeos y otras investigaciones del subsuelo son de gran ayuda para la preparación de los cortes geotécnicos, permitiendo las correlaciones con diferentes propiedades medidas o estimadas de forma indirecta.

Los perfiles y cortes geotécnicos son imprescindibles en los proyectos de cimentaciones, presas, obras subterráneas, etc. En la Figura 10.10 del Capítulo de

túneles se presenta un ejemplo de perfil de sectorización geomecánica.

El número y dirección de los cortes se eligen en función de la geomorfología, tipo y orientación de estructuras y rasgos tectónicos, variación litológica y complejidad de las condiciones en profundidad. Deben realizarse a escalas adecuadas para representar la información disponible; la profundidad debe ser igual a la alcanzada por la investigación, no debiéndose incluir interpretaciones subjetivas si no se dispone de datos suficientes.

7.4

Obtención de datos

Las características y propiedades geotécnicas de los suelos y rocas se evalúan bien a partir de medidas directas e indirectas o, como se indicó en el Apartado 7.2, mediante la aplicación de clasificaciones geotécnicas, índices y correlaciones empíricas, que permiten obtener datos cuantitativos.

El Cuadro 7.4 recoge los métodos de obtención de datos para realizar las cartografías geotécnicas; estos métodos, habituales en ingeniería geológica, se han descrito con detalle en el Capítulo 6. Los métodos de investigación directa e indirecta (sondeos, ensayos, geofísica) se emplearán según el tipo y objetivo del

CUADRO 7.4

Métodos de obtención de datos para cartografía geotécnica

Método	Datos
Fotointerpretación y teledetección	<ul style="list-style-type: none"> - Cartografía de suelos y rocas. - Estructuras geológicas. - Hidrología y redes de drenaje. - Procesos dinámicos.
Reconocimientos y toma de datos de campo	<ul style="list-style-type: none"> - Detalles geológicos y geomorfológicos. - Datos y medidas geológico-geotécnicas.
Métodos geofísicos	<p>Resistividad eléctrica:</p> <ul style="list-style-type: none"> - Porosidad, fracturación, saturación, salinidad. - Profundidad del nivel freático. - Profundidad del sustrato rocoso. <p>Sísmica:</p> <ul style="list-style-type: none"> - Densidad, módulos de deformación. - Grado y profundidad de zonas alteradas. - Profundidad del sustrato rocoso.
Sondeos, calicatas y muestreos	<ul style="list-style-type: none"> - Aportan muestras representativas. - Permiten la observación directa de los materiales. - Propiedades físicas y características del terreno. - Condiciones hidrogeológicas.
Ensayos <i>in situ</i>	<ul style="list-style-type: none"> - Propiedades resistentes y deformacionales. - Tensiones naturales. - Permeabilidad, presión de agua. - Datos de ensayos en sondeos.
Ensayos de laboratorio	<ul style="list-style-type: none"> - Propiedades físicas y mecánicas de los materiales.

mapa, de la complejidad de la zona de estudio y del presupuesto y tiempo disponibles para su realización; en función de la cantidad, calidad y representatividad de los datos, la clasificación o descripción de las unidades geológico-geotécnicas se realizará con mayor o menor grado de homogeneidad y detalle.

Previamente deben recopilarse los mapas topográficos, geológicos y de otro tipo (geomorfológicos, hidrogeológicos, etc.) disponibles, así como la información existente sobre la zona de trabajo (informes, proyectos, publicaciones, etc.). Esta información previa ayuda a un diseño más racional de los trabajos de caracterización geotécnica.

La **fotografía aérea** es muy útil en las fases iniciales de la cartografía, y para estudios previos y de viabilidad. Los principales inconvenientes de la fotointerpretación son que no aporta información sobre el subsuelo ni detalles litológicos, y la información se debe complementar en campo. Los **reconocimientos de campo** son siempre necesarios, realizándose habi-

tualmente en varias fases a lo largo de la preparación del mapa según se va completando la caracterización geotécnica. Los anteriores métodos se aplican para todo tipo de cartografías geotécnicas.

Las **investigaciones geofísicas** en superficie y en sondeos permiten determinar la profundidad del sustrato rocoso y de formaciones superficiales, el grado de alteración y profundidad de las zonas alteradas y los parámetros deformacionales dinámicos de los materiales.

La información cuantitativa que se incluye en un mapa o en su leyenda debe ser fiable y representativa de la unidad o zona a la que se asigna, por lo que la **selección, análisis e interpretación de los datos** y su agrupamiento deben realizarse de forma rigurosa y por especialistas con experiencia. Si se dispone de datos suficientes sobre las propiedades de los materiales, medidas de campo, etc., pueden realizarse análisis estadísticos y representar los resultados en forma de histogramas.

7.5

Aplicaciones

Planificación

Los mapas realizados para planificación del territorio son mapas generales integrados que aportan información sobre diversos aspectos geológico-geotécnicos para variadas aplicaciones de la ingeniería geológica y usos geotécnicos, como planificación regional, local o urbana. Se suelen realizar a escalas pequeñas o medias, e incluyen información sobre los factores con incidencia constructiva, necesaria para conocer los problemas relacionados con cimentaciones, excavaciones, estabilidad del terreno, recursos naturales, reservas de agua y emplazamiento de residuos. Otro aspecto importante son los riesgos geológicos; si es posible, además de la información espacial, los mapas deben incluir información sobre la magnitud y periodo de retorno de estos procesos.

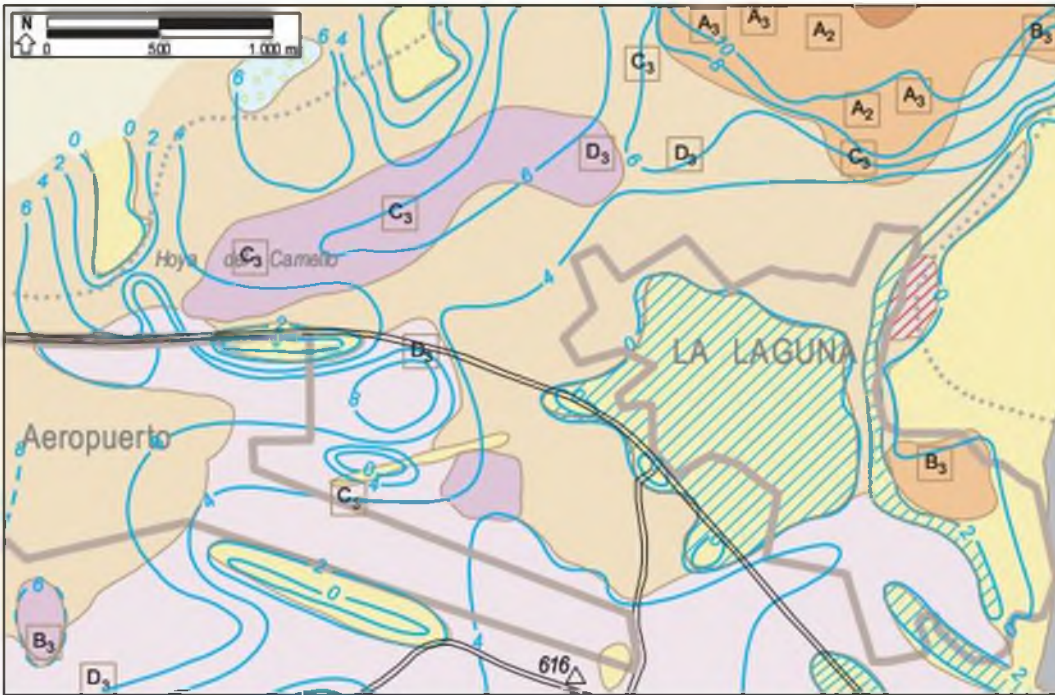
Las cartografías para planificación y desarrollo urbano contribuyen a (González de Vallejo, 1977):

- La selección de asentamientos y áreas de desarrollo urbano ambientalmente favorables o sostenibles.

- La solución de compromisos entre aspectos técnicos, económicos y ambientales.
- La solución de problemas durante las fases de desarrollo, diseño y construcción.

En la Figura 7.4 se presenta un ejemplo de mapa para planificación urbana a escala media, donde se han establecido zonas geológico-geotécnicas en base a la litología, geomorfología y clasificación geotécnica de los materiales, definidas por colores y tramas; a partir de esta información y de las propiedades geotécnicas de los materiales se preparan otros mapas de aptitud del territorio frente a las diferentes condiciones geotécnicas.

La Figura 7.5 corresponde a otro ejemplo de cartografía para planificación urbana. Las zonas y subzonas geotécnicas se han establecido en base a criterios litológicos, de potencia de los suelos y formaciones superficiales y de profundidad del sustrato rocoso.



CLASIFICACIÓN GEOTÉCNICA		CARACTERÍSTICAS DE HINCHAMIENTO
ZONA	DESCRIPCIÓN	Expansividad y presiones de hinchamiento
1	Arcillas arenosas de baja plasticidad (CL), marrón oscuro y rojizas, firmes, con esporádicos cantos de basalto y lapillis	A Muy expansivo
2	Arcillas limosas de baja plasticidad (CL-ML), marrón oscuro, firmes, con gravillas de piroclastos y cantos de basalto en laderas	B Expansivo
3	Arcillas arenosas de baja plasticidad (ML), marrón rojizo, firmes	C Ligeramente expansivo
4	Arcillas limosas de alta plasticidad (MH), marrón rojizo y grís azulado, firmes a blandas, con intercalaciones de finas vetas de arenas amarillentas	D No expansivo
5	Arcillas limosas y arenosas de alta plasticidad (MH), marrón rojizo, firmes y ocasionalmente blandas, con algunas gravas	Subíndice 1 $\approx < 2,3 \text{ kg/cm}^2 > 1,6 \text{ kg/cm}^2$ Subíndice 2 $\approx < 1,6 \text{ kg/cm}^2 > 0,8 \text{ kg/cm}^2$ Subíndice 3 $\approx < 0,6 \text{ kg/cm}^2 > 0,2 \text{ kg/cm}^2$
6	Arcillas de alta plasticidad (CH), marrón oscuro, firmes a blandas con cantos de basalto	LÍNEAS DE ISOPACAS
7	Cantos y bloques con arenas, limos y arcillas limosas (GM, GP, GC, ML, CL) en barrancos	Zona de afloramientos rocosos o con recubrimientos máximos de 2 m Isopaca Equidistancia entre isopacas: 2 m
8	Alambrancia de basaltos inalterados, muy fisurados y escorias en coladas de 1 a 2 m de espesor, con oquedades de tamaño variable	OBSERVACIONES
9	Lapillis de tamaño entre 20 y 3 mm, debidamente soldados y cenizas, acumulados en conos de Zinder	El presente mapa no deberá ser empleado como sustitución de las investigaciones geotécnicas que los proyectos de construcción requieran en cada caso.

Figura 7.4 Mapa geotécnico general correspondiente a una zona de Tenerife (leyenda simplificada, escala original 1:25.000) (González de Vallejo, 1977).



ZONIFICACIÓN GEOTÉCNICA					
	ZONAS. Descripción litológica		SUBZONAS. Descripción litológica	Nivel freático	Relación de la penetración
ROCAS DURAS L ₁	Rocas e subvolcánicas, metamórficas y carbonatadas	I ₁		No se ha detectado nivel freático	Roca
ROCAS BLANDAS L ₂	Rocas sedimentarias	L ₂₁	Margas y areniscas micáceas y calcáreas	No se ha detectado nivel freático	Rocas o rellenos con potencia 0 a 2 m
		L ₂₂	Calizas, costras carbonatadas, carbonos, arenas, conglomerados	No se ha detectado nivel freático	
SUELOS Duros II	Canchales calcáreos con matriz limo-arenosa carbonatada	II ₁		Nivel de lechada: 3-10 m	Suelos granulares muy densos o arcillosos duros con N ₆₀ > 50
	Limos arenosos y arcillas limosas con niveles de costras y carbonos	II ₂₁	Gravas poligránicas cementadas y arcillas	No se ha detectado nivel freático	Suelos intermedios con N ₆₀ < 50 o granulares muy densos o arcillosos duros con N ₆₀ > 50
		II ₂₂	Arcillas limo-arenosas con niveles de costras y gravas	Nivel al S de la zona: 10-20 m Nivel al N de la zona: 30-50 m	
	Limos y arcillas arenosa y carbonatados. Niveles de canchales, arena y costras	II ₃₁	Arcillas arenosas con potencia > 6 m	Nivel próximo a superficie (0.5-3 m) Nivel al NO de la zona: 30-50 m	Relleños o suelos granulares muy densos o arcillosos duros con N ₆₀ > 50 o roca
	II ₃₂	Arcillas y limos arenosos con potencia < 6 m	Nivel próximo a superficie (2-6 m)		
SUELOS BLANDOS Y RELLENOS III	Arcilla limo-arenosa con niveles de arena y gravas	III ₁₁	Potencia del nivel < 8 m	Nivel profundo al N de la zona (> 30 m) Nivel próximo a superficie al S (2-5 m)	Relleños o suelos intermedios con N ₆₀ < 50
	Arcilla limosa con canchales, gravas y arenas	III ₂		Nivel próximo a superficie (0-3 m)	
	Relleños: arcilla, grava y escombros sobre suelo y sustrato rocoso	III ₃₁	Potencia de 1 a 3 m, después sobre fítilo y esquistos	No se ha detectado nivel freático	Relleños o suelos intermedios con N ₆₀ < 50
		III ₃₂	Potencia de 1 a 3 m, después sobre fítilo y esquistos	Nivel próximo a superficie (2,7 m)	
	Materiales de colmatación y relleno del Almería: escombros, arcillas, limos, arenas, fangos y gravas sobre suelos duros o sustrato rocoso	III ₄₁	Relleños y arcilla arenosa muy floja sobre arcillas duras. Potencia < 6 m		
		III ₄₂	Relleños, arcillas arenosas y limos sobre areniscas y margas. Potencia 12-20 m	Nivel próximo a superficie (1-5 m)	Relleños o suelos granulares sueltos o suelos arcillosos blandos con N ₆₀ > 50 o roca
	III ₅	Relleños, arcilla, limos, fangos y gravas sobre sustrato margoso o esquistoso. Potencia 12-20 m			
	III ₆	Relleños compactados y escombros (4-16 m de potencia)		Nivel próximo a superficie (1-2,5 m)	Relleños

<ul style="list-style-type: none"> — Limite de zona - - - Limite de subzona — División de subzona — Limite de zona urbana 	<ul style="list-style-type: none"> Costras carbonatadas subterráneas Suelos colmatados Escombros y vertidos 	<ul style="list-style-type: none"> Pozos (base de datos IGME) Sondeos realizados por el IGME con valores de SPT (rechazo ≥ 100)
---------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------	----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------	---------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------

Figura 7.5 Fragmento del mapa geotécnico de la ciudad de Cartagena (leyenda simplificada; escala original 1:15.000) (IGME-COPOT, Región de Murcia, 2000).

Ingeniería

Los mapas geotécnicos para aplicaciones específicas de la ingeniería geológica tienen diferente finalidad:

- Estudios previos o de viabilidad para selección de emplazamientos o trazados.
- Información y datos para el proyecto y construcción de una obra.

En ambos casos la información del mapa se debe complementar con cortes o perfiles geotécnicos.

Una de las principales aplicaciones de la cartografía geotécnica son los estudios de viabilidad y la selección de alternativas para el trazado y construcción de **obras lineales**: carreteras, vías de ferrocarril, etc. Las condiciones geológico-geotécnicas del terreno pueden determinar el trazado. Las cartografías deben aportar información sobre las condiciones topográficas y geomorfológicas, cursos de agua, problemas geológico-geotécnicos, propiedades generales de los suelos y rocas, materiales de construcción, etc.; la escala de estos mapas suele ser entre 1:10.000 y 1:2.000. Los mapas deben realizarse al menos para una franja de 500 m a cada lado del trazado, y en caso necesario para extensiones mayores (por ejemplo si existen zonas deslizadas extensas u otro tipo de condiciones problemáticas que afecten al trazado).

Las cartografías geotécnicas de detalle para el proyecto de obras se realizan a escalas mayores, normalmente entre 1:500 y 1:2000. Además de las condiciones geológico-geotécnicas generales descritas en el Apartado 7.2, deben aportar información específica sobre:

- Situación de los sondeos e investigaciones realizadas.
- Procesos dinámicos (deslizamientos y hundimientos), áreas inestables y riesgos geológicos.
- Aptitud geotécnica para cimentaciones y apoyo de obras de tierra.
- Taludes en excavaciones.
- Condiciones de drenaje.
- Situación y calidad de los materiales de préstamo.

En el caso de aplicación a **túneles** las cartografías deben aportar información sobre las propiedades de los materiales en profundidad. Las escalas de trabajo son similares a las de las obras lineales de superficie. Para realizar los mapas de detalle y perfiles geotécnicos es necesaria la realización de sondeos que alcancen, al menos, la cota del túnel; la información que deben incluir es:

- Litología, discontinuidades y fallas.
- Resistencia y deformabilidad de los materiales.
- Flujos de agua y drenajes.
- Tensiones naturales.
- Métodos de excavación.
- Métodos de sostenimiento.
- Zonas de boquilla: estabilidad, recubrimientos, zonas alteradas, presencia de agua, etc.

Los mapas geotécnicos para la construcción de **presas** deben ser realizados tanto para la zona de cimentación de la cerrada como para el área que ocupará el embalse. Las escalas habituales para estudios previos son entre 1:10.000 y 1:2.000; los mapas para el diseño de la presa se realizan a gran detalle, 1:1000 a 1:500, y para la zona del embalse son habituales escalas entre 1:5.000 y 1:2.000.

En la cartografía de la zona de la cerrada, debe prestarse especial atención a los aspectos:

- Litología, discontinuidades y fallas.
- Propiedades resistentes y deformacionales de los macizos rocosos de cimentación.
- Estabilidad de los macizos en zonas de estribos.
- Permeabilidad y condiciones hidrogeológicas.
- Sismicidad y otros riesgos naturales.
- Formaciones superficiales y profundidad de zonas alteradas.
- Estabilidad de laderas.

Los mapas del área del embalse deberán contemplar:

- Riesgos geológicos.
- Estabilidad de laderas.
- Formaciones superficiales.
- Materiales de construcción, zonas de préstamo y de canteras.

Bibliografía recomendada

- Geological Society of London (1972). The preparation of maps and plans in terms of engineering geology. *Qt. Jl. Engineering Geology*, vol. 5, pp. 239-381.
- IAEG (1981). Rock and soils description and classification for engineering geological mapping. Report by the IAEG Commission on Engineering Geological Mapping. *Bull. of the IAEG*, n.º 24, pp. 235-274.
- UNESCO-IAEG (1976). Engineering geological mapping. A guide to their preparation. Commission on Engineering Geological Maps of the IAEG. *Earth Sciences*, 15. The Unesco Press.

Referencias bibliográficas

- Geological Society of London (1972). The preparation of maps and plans in terms of engineering geology. *Qt. Jl. Engineering Geology*, vol. 5, pp. 239-381.
- González de Vallejo, L. (1977). Engineering geology for urban planning and development with an example from Tenerife (Canary Islands). *Bull. of the IAEG*, n.º 15, pp. 37-43.
- IAEG (1981a). Rock and soils description and classification for engineering geological mapping. Report by the IAEG Commission on Engineering Geological Mapping. *Bull. of the IAEG*, n.º 24, pp. 235-274.
- IAEG (1981b). Recommended symbols for engineering geological mapping. Report by the IAEG Commission on Engineering Geological Mapping. *Bull. of the IAEG*, n.º 24, pp. 227-234.
- IGME (1972). Mapa geotécnico general de Toledo. Hoja 53. Escala 1:200.000.
- IGME (1987). Mapa geotécnico y de riesgos geológicos de la ciudad de Zaragoza. Escala 1:25.000 y 1:5.000.
- IGME-COPOT, Región de Murcia (2000). Mapa geotécnico y mapas de peligrosidad natural de la ciudad de Cartagena. Escala 1:15.000.
- Ruiz Vázquez, M. y González Huesca, S. (2000). *Geología aplicada a la ingeniería civil*. Ed. Limusa-Noriega. México.
- UNESCO-IAEG (1976). Engineering geological mapping. A guide to their preparation. Commission on Engineering Geological Maps of the IAEG. *Earth Sciences*, 15. The Unesco Press.

Parte

III

APLICACIONES

An aerial photograph of a large-scale construction site. The ground is sandy and yellowish-brown. Numerous vertical rebar (steel rods) are spaced out across the site, indicating the preparation for a concrete foundation. Several large orange cranes are visible, some with their booms extended. In the background, there are multi-story buildings and a road with some vehicles. The overall scene is one of active construction in an urban or semi-urban area.

CAPÍTULO 8

CIMENTACIONES

CONTENIDO

1. Introducción
2. Cimentaciones directas
3. Cimentaciones profundas
4. Cimentaciones superficiales en roca
5. Cimentaciones en condiciones geológicas complejas
6. Reconocimientos geotécnicos

8.1

Introducción

Toda estructura ha de apoyarse necesariamente en el terreno, que puede considerarse un material más de los que la conforman. Sin embargo, en comparación con el resto de los materiales estructurales, como el hormigón o el acero, el suelo es menos resistente y más deformable. Por consiguiente, no puede resistir las mismas tensiones y resulta preciso dotar a la estructura de unos apoyos o **cimentaciones** que repartan y transmitan al terreno unas presiones que sean compatibles con su resistencia y con su deformabilidad.

La forma y las dimensiones de esos apoyos son función de las cargas y de la naturaleza del terreno. Cuando éste lo permite se suele acudir a **cimentaciones directas**, que reparten las cargas de la estructura en un plano de apoyo horizontal (Figura 8.1a). Habitualmente, pero no siempre, este tipo de cimentación se construye a poca profundidad bajo la superficie, por lo que también son llamadas **cimentaciones superficiales**. En otras ocasiones el suelo no tiene la competencia suficiente, la resistencia o rigidez adecuadas para permitir el apoyo directo, y es necesario acudir a **cimentaciones profundas**, que transmiten las cargas de la estructura fundamentalmente en vertical, ya sea de forma repartida o concentrada (Figura 8.1b).

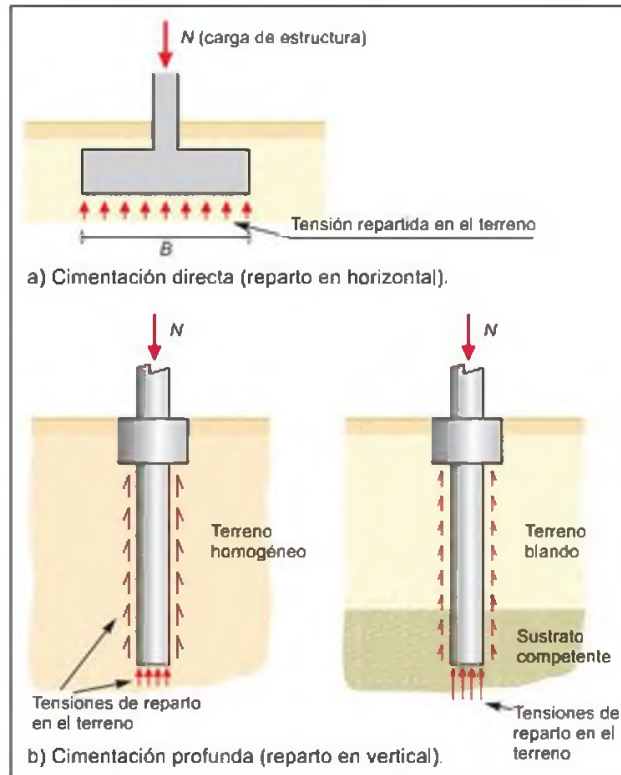


Figura 8. Tipos básicos de cimentación.

Criterios generales de diseño

Para que el diseño de una cimentación sea adecuado se requiere:

1. Que sea **estable**, es decir, que el coeficiente de seguridad disponible (relación entre la carga que produciría el agotamiento de la resistencia del terreno y el hundimiento de la cimentación), sea adecuado.
2. Que sus **deformaciones** sean **admisibles**, o que los movimientos (asientos, desplazamientos horizontales, giros) causados por la deformación del terreno sometido a las tensiones transmitidas por la cimentación, sean tolerables por la estructura.
3. Que no afecte a **construcciones cercanas**, en el sentido de que los efectos originados en el terreno por una cimentación no se hagan notar más allá de los límites estrictos de la estructura a construir. Por tanto, hay que asegurar que no afecte negativamente a construcciones vecinas.
4. Que sea **perdurable**, o que las premisas anteriores se mantengan durante toda la vida útil de la estructura, lo que hace necesario considerar la posible evolución de las condiciones iniciales debida a:
 - Cambios de volumen espontáneos, como en el caso del colapso de rellenos mal compactados o suelos naturalmente colapsables (loess, algunos limos yesíferos, etc.).
 - Cambios de volumen debidos a modificaciones en el estado de humedad de terrenos arcillosos potencialmente expansivos.
 - Socavación en los cauces y orillas de los ríos.
 - Erosión interna del terreno por rotura de colectores u otras conducciones de agua.
 - Deterioro de los hormigones de los cimientos en contacto con terrenos o aguas subterráneas agresivas.
 - Oscilaciones del nivel del agua que puedan dar lugar a cambios en los niveles de ten-

siones efectivas o a alteraciones de la resistencia y la deformabilidad del suelo.

- Deslizamientos si la estructura se sitúa en una ladera inestable.

Fases de estudio

En el proyecto de una cimentación se distinguen tres fases fundamentales. La primera de ellas es la recogida de los datos necesarios: el tipo de estructura, la situación de los pilares o apoyos y las cargas previstas; en edificación éstas son preferentemente verticales, pero también pueden existir cargas horizontales y momentos debidos, por ejemplo, a la acción del viento, al empuje del terreno, etc. El segundo conjunto de datos se refiere al terreno y deberán estar recogidos en un **informe geotécnico** (Apartado 8.6); en particular habrá que considerar la resistencia del terreno a esfuerzo cortante, su peso específico y su deformabilidad. En cuanto a la resistencia, ésta vendrá dada en

términos del ángulo de rozamiento interno y la cohesión, o mediante la resistencia al corte sin drenaje en el caso de suelos arcillosos. La deformabilidad se expresará en términos del módulo de deformación o del índice de compresión y, en el caso en que se prevean asientos diferidos a largo plazo, del coeficiente de consolidación. Habrá que considerar también la falta de uniformidad o heterogeneidad del terreno, por si pueden producirse asientos diferenciales como consecuencia de las diferencias de condiciones de apoyo de unas zapatas u otras.

La segunda fase del diseño consiste en la determinación de las tensiones de hundimiento del suelo y, por aplicación de un coeficiente de seguridad, de las **presiones admisibles**. Del mismo modo habrá que estimar los movimientos producidos por la aplicación de las cargas en el terreno, en especial los **asientos**, y analizar si son tolerables por la estructura. La tercera fase corresponde al **diseño estructural**, es decir, a la determinación de las dimensiones y forma de las cimentaciones, sus armaduras, etc.

8.2

Cimentaciones directas

Tipos de cimentación

Como se ha dicho anteriormente, una cimentación directa es aquella que reparte las cargas de estructura en su plano horizontal de apoyo. En otras acepciones habituales a estas cimentaciones se les llama a veces **superficiales**, definiéndolas como aquellas cuyo plano o base de apoyo se sitúa a una profundidad igual o menor a 5 veces su anchura o dimensión mínima en planta.

Existen dos tipos fundamentales de cimentaciones directas: las **zapatas** y las **losas**. Las zapatas pueden ser individuales para un solo pilar o combinadas, recogiendo en una zapata varios pilares. Un caso particular de zapata combinada es la **zapata corrida o continua**, que recibe una serie de pilares alineados o un muro. Finalmente, un caso que se puede considerar intermedio entre las zapatas y las losas es el de la cimentación por medio de un **emparrillado**, que consiste en una serie de zapatas corridas, entrecruzadas en dos direcciones (Figuras 8.2 y 8.3).

Presión de hundimiento

Cuando sobre una cimentación directa se aplica una carga creciente de forma progresiva se obtiene una curva como la representada en la Figura 8.5. Mientras las cargas son pequeñas o moderadas el asiento crece de manera aproximadamente proporcional a la carga aplicada, dando lugar a un comportamiento aproximadamente elástico. Sin embargo, si la carga sigue aumentando la relación asiento-carga se curva, alcanzándose finalmente una situación en la que el terreno no acepta más incrementos de carga a pesar de que las deformaciones continúen creciendo. Se dice entonces que se ha alcanzado el hundimiento.

La presión para la cual se alcanza el agotamiento de la resistencia del terreno y el hundimiento es función de su resistencia a esfuerzo cortante, de las dimensiones de la cimentación, de la profundidad a que está situada, del peso específico del suelo y de la situación del nivel freático.

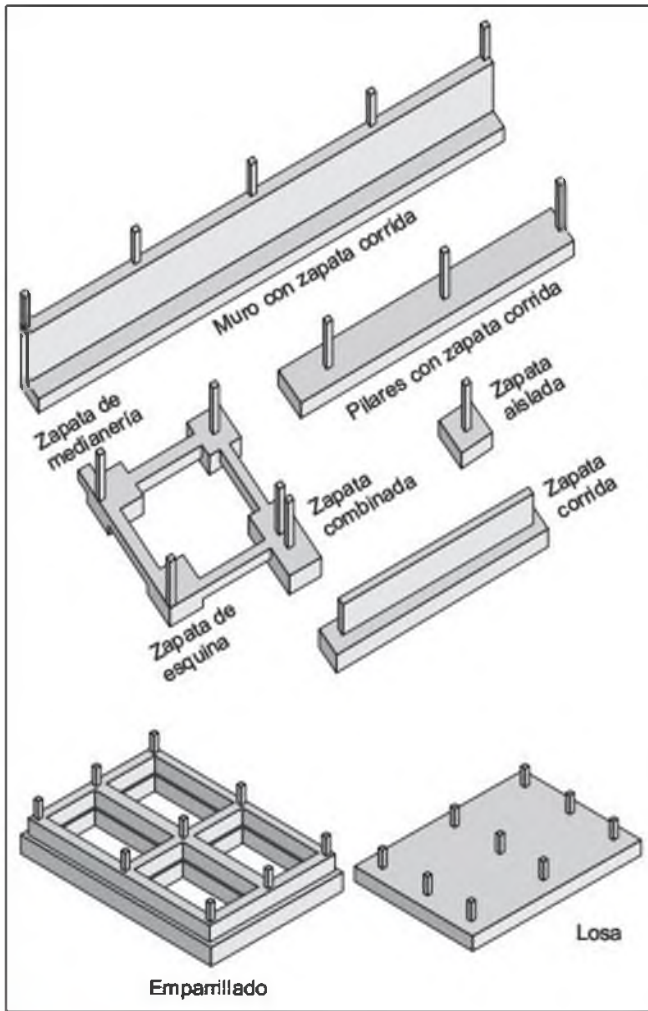


Figura 8.2 Tipos de cimentación directa (Calavera, 1987).



Figura 8.3 Construcción de una gran losa para la cimentación de un centro comercial en Santa Cruz de Tenerife (cortesía de E. García Rodríguez).

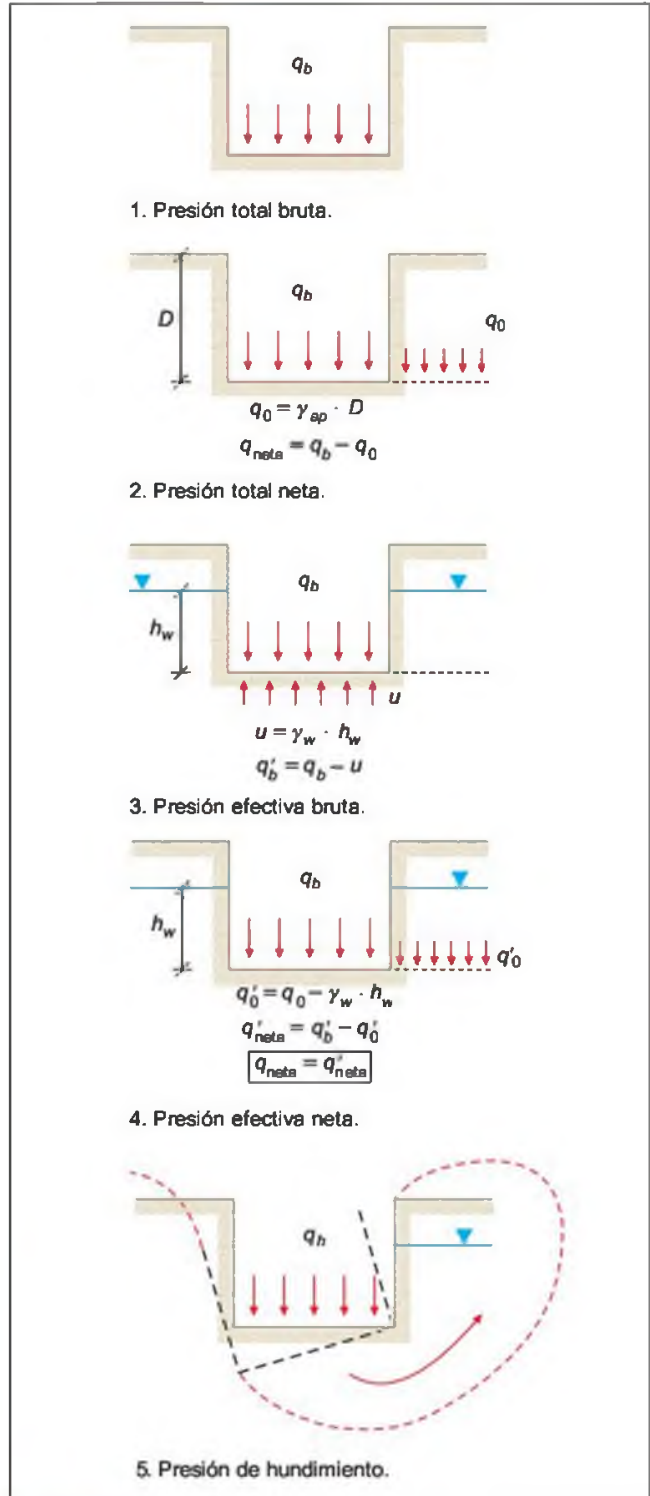


Figura 8.4 Definiciones de presiones.

Cuando se alcanza el hundimiento, la forma de ruptura del terreno bajo una cimentación directa es similar a la esquematizada en la Figura 8.6. Como puede apreciarse, tiene lugar un deslizamiento a lo largo de

una línea o superficie ABC. Si la cimentación está situada a una cierta profundidad con relación a la superficie del terreno, el deslizamiento va acompañado del levantamiento de las tierras que hay por encima del plano de apoyo de la cimentación.

En los apartados siguientes se describe la forma de evaluar la presión de hundimiento y la presión admisible de las cimentaciones directas.

Definiciones básicas

(ver Figura 8.4)

1. **Presión total bruta (q_b):** es la presión vertical total que actúa en la base de la cimentación (cociente entre la carga total y el área de la cimentación); incluye todas las componentes verticales: sobrecargas, peso de la estructura, peso del propio cimiento, etc.
2. **Presión total neta (q_{net}):** es la diferencia entre q_b y la presión vertical total del terreno (q_0) al nivel de la base de la cimentación (sobrecarga de tierras); usualmente q_{net} es el incremento de tensión vertical total a dicho nivel.
3. **Presión efectiva bruta (q'_b):** es la diferencia entre la presión total bruta y la presión intersticial (u) al nivel de la cimentación.
4. **Presión efectiva neta (q'_{net}):** es la diferencia entre q'_b y la presión efectiva vertical (q'_0) debida a la sobrecarga de tierras al nivel de la cimentación (obsérvese que $q_{net} = q'_{net}$)

$$\begin{aligned} q'_{net} &= q'_b - q'_0 = (q_b - u) - (q_0 - u) = \\ &= q_b - q_0 = q_{net} \end{aligned}$$

5. **Presión de hundimiento (q_h, q'_h):** es la presión vertical para la cual el terreno agota su resistencia al corte; puede expresarse en términos de tensiones totales o efectivas, brutas o netas.

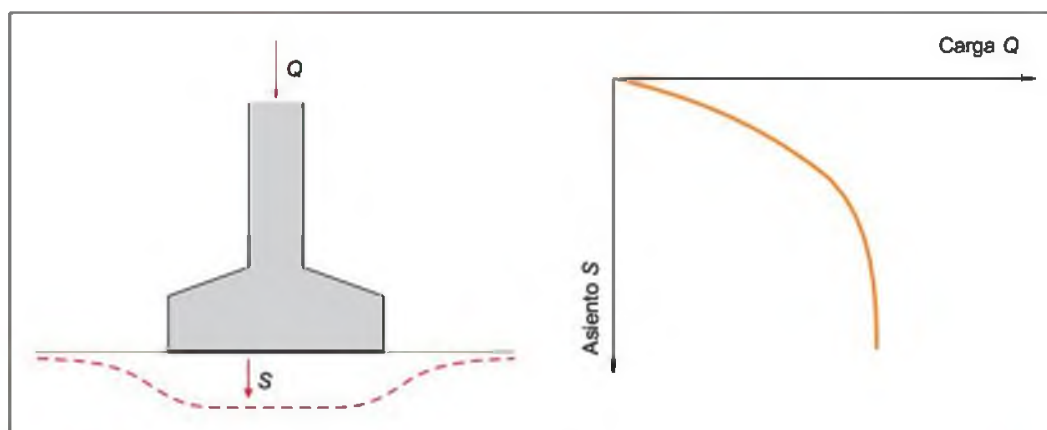


Figura 8.5 Definición de presión de hundimiento.

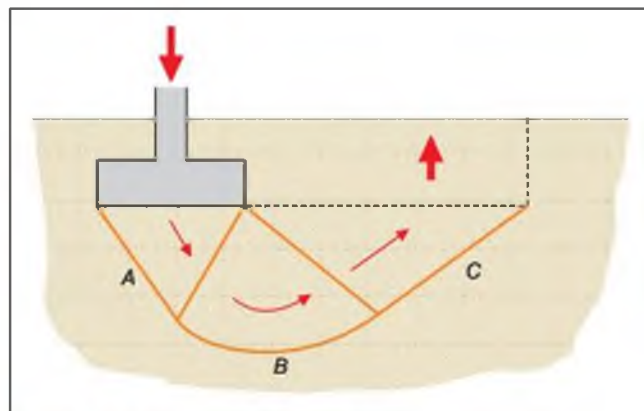


Figura 8.6 Forma de rotura por hundimiento.

6. **Presión admisible frente al hundimiento (q_{ad}, q'_{ad}):** es la presión vertical para la cual se cuenta con un coeficiente de seguridad adecuado frente al hundimiento; puede expresarse en términos de tensiones totales o efectivas, brutas o netas. Esta presión no tiene por qué ser la finalmente seleccionada como admisible para la estructura; así, aunque cuente con suficiente seguridad frente al hundimiento, no incluye ninguna limitación especial frente a los asentamientos, de forma que la estructura podría deformarse en exceso, aunque no se hunda.
7. **Presión admisible de trabajo (q_{ad}, q'_{ad}):** es la presión vertical admisible para una determinada estructura teniendo en cuenta no sólo la seguridad frente al hundimiento, sino también su tolerancia a los asentamientos; obviamente será igual o menor que q_{ad} . Puede expresarse en términos de tensiones totales o efectivas, brutas o netas.

Cálculo de la presión de hundimiento

La presión de hundimiento de una cimentación directa en faja (indefinida en la dirección perpendicular al ancho B de la zapata, Figura 8.7), se suele evaluar mediante la formulación propuesta por Terzaghi:

$$q_h(\text{bruta}) = cN_c + q_0N_q + \frac{1}{2} B\gamma N_\gamma$$

donde:

- N_c , N_q , N_γ se denominan factores de capacidad de carga y dependen exclusivamente del ángulo de rozamiento interno efectivo del suelo.
- c es la cohesión del terreno.
- q_0 es la tensión vertical debida a la sobrecarga total de tierras al nivel de la cimentación.
- B es el ancho del cimientto.
- γ es el peso específico del suelo por debajo de la cimentación.

Los tres términos de la ecuación anterior muestran tres contribuciones diferenciadas a la resistencia: el primer término es debido a la cohesión, el segundo al efecto de la sobrecarga de tierras sobre el plano de apoyo y el tercero al peso específico del suelo por debajo del cimientto. Evidentemente, esta ecuación puede expresarse en tensiones totales o efectivas, brutas o netas.

Con respecto a los factores de capacidad de carga, existen expresiones o ábacos que permiten su determinación directa, pudiendo emplearse con suficiente fiabilidad las siguientes:

$$N_q = \frac{1 + \operatorname{sen} \phi'}{1 - \operatorname{sen} \phi'} e^{\pi \cdot \tan \phi'} \quad N_c = (N_q - 1) \cot \phi'$$

$$N_\gamma = 1,5(N_q - 1) \tan \phi'$$

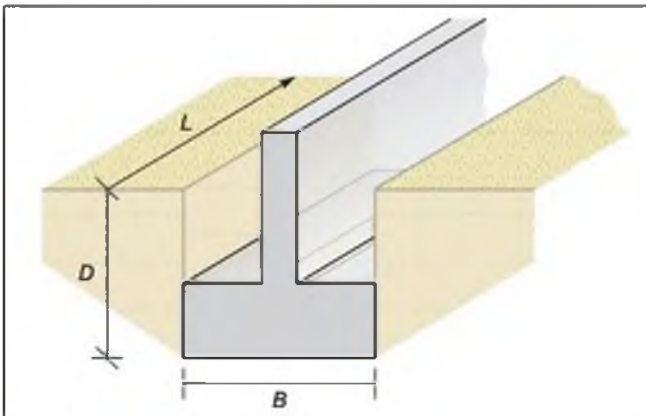


Figura 8.7 Geometría de una cimentación directa.

Capacidad de carga en condiciones sin drenaje

Carga en faja

Este es el caso teórico más simple, aplicable a suelos cohesivos (saturados) en los que las condiciones más desfavorables se suelen producir inmediatamente tras la carga, es decir, antes de que los excesos de presión intersticial generados hayan podido disiparse.

El cálculo sin drenaje se efectúa en tensiones totales, adoptando $\phi = 0$, $c = S_u$. Para un ángulo de rozamiento nulo, los factores de capacidad de carga adoptan los siguientes valores:

- $N_q (\phi = 0) = 1$
- $N_c (\phi = 0) = 5,14$
- $N_\gamma (\phi = 0) = 0$

En consecuencia, la tensión de hundimiento total bruta resulta:

$$q_h(\text{bruta}) = S_u N_c + q_0 = 5,14 S_u + \gamma D$$

donde:

- γ es el peso específico aparente del terreno situado por encima de la base de la cimentación.
- D es la profundidad de la base del cimientto.

Factores de corrección

a) Influencia de la profundidad de la cimentación

La ecuación de Terzaghi no considera que el terreno situado sobre la base de la zapata tenga resistencia. Como se ha señalado, su acción estabilizadora ($q_0 = \gamma D$) proviene tan solo del efecto de sobrecarga. Sin embargo, es evidente que para producir el hundimiento del cimientto, la superficie de rotura teórica deberá no sólo «levantar» el terreno situado junto a la zapata, como se mostraba en la Figura 8.6, sino también atravesarlo, movilizándolo su resistencia al corte. Para tener en cuenta este efecto, que obviamente aumenta la tensión de hundimiento disponible, se emplea usualmente un coeficiente de corrección «por profundidad». En la Figura 8.8 se recoge la propuesta de Skempton para el factor de corrección (d_c) a aplicar al término de cohesión, función de la relación profundidad/ancho de la cimentación.

Aplicando este factor de corrección, la presión de hundimiento total bruta en condiciones sin drenaje para una carga en faja resulta:

$$q_h(\text{bruta}) = 5,14 d_c S_u + \gamma D$$

En lo que respecta al empleo práctico de este factor, es importante señalar que en ocasiones puede ser prudente no considerarlo. Este sería el caso de cons-

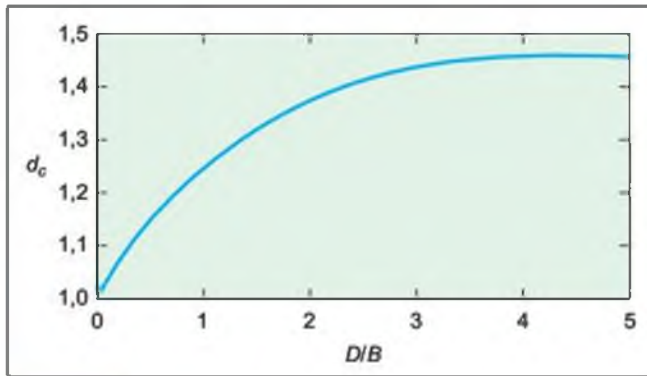


Figura 8.8 Factor de corrección (d_c) por la profundidad del cimiento según Skempton.

truir una zapata poco profunda en un terreno arcilloso de plasticidad elevada, ya que en épocas secas podrían desarrollarse grietas por retracción que alcanzarían la profundidad del cimiento. En estas circunstancias la superficie de deslizamiento teórica habría de levantar las tierras, pero no movilizar su resistencia al corte, ya que existirían discontinuidades abiertas y sin resistencia. En un terreno granular o simplemente no susceptible de agrietamiento por desecación, no hay inconveniente en aplicar la corrección.

Un segundo aspecto de interés, ligado en cierta medida con el anterior pero más general, radica en el empleo del término de sobrecarga de tierras en su conjunto. Basta con observar la expresión de la presión de hundimiento para comprobar que ésta aumenta de forma directa con la profundidad D del cimiento. Pues bien, sobre todo cuando se trata de cimentaciones someras, será necesario asegurarse de que las hipótesis realizadas se mantendrán durante la vida útil de la estructura. Será necesario, por tanto, considerar si en el futuro se podrán realizar excavaciones para alojar servicios, saneamientos, etc., junto a las cimentaciones, ya que darían lugar a una reducción, incluso anulación, de la sobrecarga de tierras.

b) Influencia de la forma de la cimentación

La presión de hundimiento de una zapata circular o cuadrada resulta mayor que la de una zapata corrida. Este hecho es bastante intuitivo, ya que cuando una zapata en faja (indefinida en una dirección) alcanza el hundimiento, la superficie de rotura es marcadamente bidimensional. Sin embargo, en una zapata cuadrada del mismo ancho B , la superficie de rotura resulta marcadamente tridimensional (la «cuña» de rotura se expande más allá de los límites geométricos de la zapata), es decir, las zapatas corridas movilizan la resistencia de un volumen menor de suelo por unidad de

área del cimiento que las cimentaciones no indefinidas en una dirección.

Este efecto de aumento de resistencia en función de la forma se tiene en cuenta mediante un factor de corrección (s_c), que puede tomarse como:

$$s_c = 1,20 \text{ para zapata circular}$$

$$s_c = 1 + 0,2 \frac{B}{L} \text{ para una zapata rectangular de dimensiones en planta } B \times L.$$

La expresión general de la presión de hundimiento total bruta en condiciones sin drenaje resultará entonces:

$$q_h(\text{bruta}) = 5,14 d_c s_c S_u + \gamma D$$

Capacidad de carga en condiciones drenadas

Carga en faja

Cuando la permeabilidad del suelo es suficientemente elevada como para que el exceso de presión intersticial generado por la aplicación de las cargas de la cimentación se disipe de forma casi simultánea con la construcción (caso de los suelos eminentemente granulares), el cálculo de la presión de hundimiento se realiza en tensiones efectivas. Este cálculo también es aplicable a los suelos de baja permeabilidad (arcillas) cuando se desee determinar la capacidad de carga una vez se haya alcanzado el equilibrio de presión intersticial y hayan concluido los procesos de consolidación.

La expresión básica de la presión de hundimiento efectiva bruta para una carga en faja (zapata corrida indefinida), resulta:

$$q'_h(\text{bruta}) = c' N_c + q'_0 N_q + \frac{1}{2} B \gamma'' N_\gamma$$

donde los factores de capacidad de carga tienen el mismo significado que en los apartados anteriores y los parámetros de resistencia al corte (c' , ϕ') vienen expresados en tensiones efectivas. El peso específico γ'' es aquél necesario para calcular las tensiones efectivas por debajo del cimiento (γ''_{ap} en caso de terreno sin saturar o $\gamma' = \gamma_{sat} - \gamma_w$ en caso de suelo saturado con presiones de agua hidrostáticas).

Factores de corrección

a) Influencia de la profundidad de la cimentación

El efecto de la profundidad ya ha sido analizado anteriormente para condiciones de carga sin drenaje. En condiciones drenadas, los coeficientes a emplear para



Recuadro 8.1

Cálculo de la presión de hundimiento

Se pretende construir un edificio sobre un potente estrato arcilloso. El nivel freático se encuentra prácticamente en superficie. El reconocimiento geotécnico realizado muestra que el peso específico aparente del suelo es $\gamma_{ap} = 20 \text{ kN/m}^3$ y que se trata de una arcilla firme con una resistencia a la compresión simple $q_u = 150 \text{ kN/m}^2$.

Suponiendo que las zapatas del edificio serán cuadradas, de 2 m de lado y que se cimentará a 2 m bajo la superficie del terreno, estimar la presión de hundimiento.

Solución:

Los parámetros a introducir en la expresión de la presión de hundimiento son:

$$S_u = \frac{q_u}{2} = 75 \text{ kPa}$$

$$d_c = 1 \text{ (por proximidad a la superficie)}$$

$$s_c = 1 + 0,2 \frac{2}{2} = 1,2$$

En consecuencia, la presión solicitada será:

$$\begin{aligned} q_h(\text{bruta}) &= 5,14 \cdot 1,2 \cdot 75 + 20 \cdot 2 = \\ &= 502,6 \text{ kPa} \approx 0,5 \text{ MPa} \end{aligned}$$

tener en cuenta la resistencia del terreno por encima del plano de cimentación pueden tomarse:

- Término N_c : d_c (Figura 8.8).
- Término N_q : $d_q = 1$ (se suele despreciar).
- Término N_γ : $d_\gamma = 1$ (no tiene influencia real).

b) Influencia de la forma de la cimentación

Este efecto también ha sido descrito para condiciones de carga sin drenaje. Para condiciones drenadas se pueden emplear:

- Término N_c : s_c anteriormente definido.
- Término N_q : $s_q = 1 + 1,5 \tan \phi' \frac{B}{L}$.
- Término N_γ : $s_\gamma = 1 - 0,1 \frac{B}{L}$.

Existen otros factores que pueden influir en la tensión de hundimiento: inclinación de la carga, excentricidad, existencia de una capa rígida de terreno a poca profundidad, apoyo de cimentaciones cercanas al borde de un talud, etc. El procedimiento a seguir en estos casos, a menudo resueltos mediante factores de corrección en la expresión general, puede consultarse en Jiménez Salas y otros (1976) y Brinch Hansen (1970).

tor de minoración a la tensión de hundimiento calculada. Dicho factor, o **coeficiente de seguridad**, se suele aplicar sobre la presión de hundimiento neta. Es decir, la parte que se minoró es en realidad el incremento de tensión que sufre el terreno al nivel de cimentación elegido. Por lo tanto, la presión bruta admisible de una cimentación directa vendrá dada por la expresión:

$$q_{ad}(\text{bruta}) = \frac{q_h(\text{neta})}{F} + q_0 = \frac{q'_h(\text{neta})}{F} + q_0$$

Notas:

1. En el cálculo sin drenaje se emplean tensiones totales (brutas o netas) para expresar la tensión admisible.
2. En cálculos con drenaje es muy recomendable emplear tensiones efectivas y aplicar el coeficiente de seguridad sobre la tensión efectiva de hundimiento neta, $q'_h(\text{neta})$.
3. En la práctica habitual se suele adoptar un coeficiente de seguridad $F = 3$ para condiciones permanentes. Para situaciones transitorias (fase intermedia en la construcción, sismo), o para la cimentación de estructuras de tierras (terraplenes, tierra armada, etc.), pueden en principio emplearse coeficientes menores, debiendo juzgar cada caso de forma particular.

Coeficiente de seguridad. Presión admisible con respecto al hundimiento

Para establecer una presión de cimentación suficientemente alejada del hundimiento se debe aplicar un fac-

Distribución de presiones bajo cimentaciones directas

Para el dimensionamiento de una cimentación directa es preciso conocer todas las fuerzas que actúan sobre ella. Las que transmite la estructura son conocidas de antemano, pero hay otras más complejas, como la dis-



Recuadro 8.2

Ejemplo del cálculo de la presión efectiva de hundimiento

En un aluvial de arenas y gravas se pretende cimentar las pilas de un viaducto. De acuerdo con los sondeos realizados el nivel freático se encuentra profundo, por debajo de la zona de influencia de la cimentación. El peso específico aparente del terreno es $\gamma_{ap} = 20 \text{ kN/m}^3$, y el ángulo de rozamiento interno efectivo, deducido de las penetraciones dinámicas realizadas, ha resultado ser $\phi' = 35^\circ$. Se desea determinar la presión efectiva de hundimiento para las zapatas del viaducto, de 4 m de ancho (B) y 8 de longitud (L) en planta, si se empotran 2 m bajo la superficie.

Solución:

Dado que se trata de un suelo granular, se supondrá que la cohesión efectiva es nula ($c' = 0$). Mediante la aplicación de las expresiones de los apartados anteriores se obtiene:

$$N_q = 33,29 \quad N_\gamma = 33,92 \quad s_q = 1,52$$

$$s_\gamma = 0,95 \quad d_q = 1 \quad d_\gamma = 1$$

La presión efectiva vertical en la base de la cimentación, q'_0 , resulta:

$$q'_0 = \gamma_{ap} \cdot D = 2 \cdot 20 = 40 \text{ kPa}$$

Finalmente, la presión de hundimiento será:

$$q'_h(\text{bruta}) = q'_0 s_q d_q N_q + \frac{1}{2} B \gamma' s_\gamma d_\gamma N_\gamma =$$

$$= 40 \cdot 1,52 \cdot 33,29 + 0,5 \cdot 4 \cdot 20 \cdot 0,95 \cdot 33,92 = 3.313 \text{ kPa}$$

Como puede apreciarse, la presión de hundimiento obtenida es muy elevada ($>3 \text{ MPa}$). Este efecto suele ser habitual en suelos granulares, salvo en los muy flojos, y da lugar a que las presiones admisibles de trabajo se limiten fundamentalmente por la admisibilidad de asientos de la estructura, más que por su seguridad frente al hundimiento.

tribución de las presiones de reacción del terreno bajo la zapata, que dependen del tipo de terreno y de la rigidez de la cimentación.

Supóngase que sobre una zapata infinitamente flexible (Figura 8.9), apoyada directamente sobre la superficie de un terreno horizontal, se coloca una sobrecarga uniforme. Por efecto de esta sobrecarga, el terreno y la zapata sufrirán un asiento. El asiento será mayor en el centro que en los extremos, y no se limitará al área cargada, sino que se extenderá a ambos lados hasta una cierta distancia. Como la zapata es infinitamente flexible, no es capaz de soportar momentos flectores y, en consecuencia, la distribución de presiones con que el terreno reacciona es idéntica a la distribución uniforme de presiones colocada sobre la zapata.

Supóngase ahora que sobre el terreno horizontal se coloca una zapata infinitamente rígida. Al situar sobre ella la misma sobrecarga uniforme, se producirá también un asiento, cuya magnitud será muy semejante al valor medio del asiento en el caso de la zapata flexible. Sin embargo, la rigidez de la zapata hace imposible la forma del perfil de asientos que se obtenía en el caso de la zapata flexible, de modo que, en las regiones entre los puntos A y B y entre los puntos C y D, el asiento será mayor que el correspondiente a la zapata flexible; mientras que, entre B y C, el asiento de la zapata rígida será menor que el de la zapata flexible. Consecuentemente, las presiones entre A y B y entre

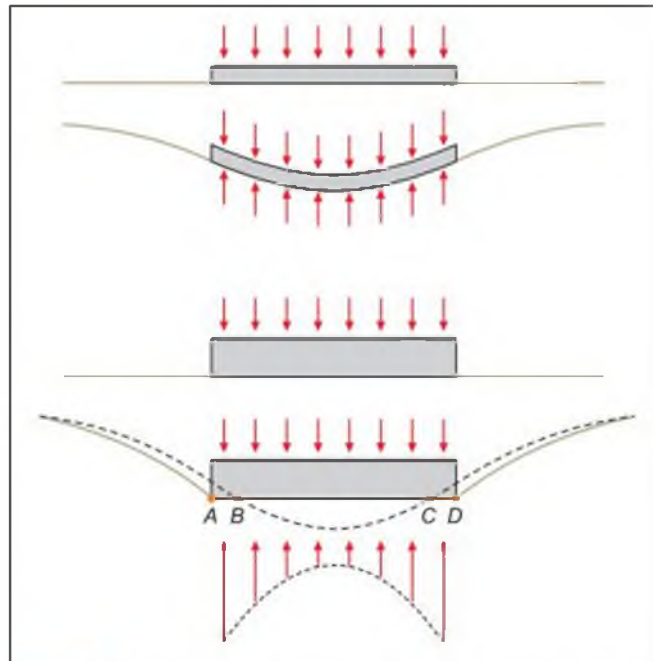


Figura 8.9 Distribución de presiones en cimentaciones flexibles y rígidas.

C y D serán, en el caso de la zapata rígida, superiores a las correspondientes a la zapata flexible y, por el contrario, entre B y C, las presiones serán menores



Recuadro 8.3

Ejemplo de cálculo de la presión efectiva de hundimiento y la presión admisible

- Determinar la presión efectiva de hundimiento neta en el caso del Recuadro 8.2. ¿Cuál será la presión efectiva admisible bruta para un coeficiente de seguridad $F = 3$?
- Si en el caso del Recuadro 8.2 se comprueba que el nivel freático se encuentra a 2 m de profundidad, coincidiendo con la base de la cimentación, determinar a cuanto se habrá reducido la presión admisible bruta. (Suponer que con la saturación no cambia el peso específico aparente del suelo.)
- Idem* si el nivel freático se sitúa en la superficie del terreno.

Solución:

- En el ejemplo del Recuadro 8.2 se ha obtenido $q'_h(\text{bruta}) = 3.313 \text{ kPa}$, de forma que:

$$q'_h(\text{neta}) = q'_h(\text{bruta}) - q'_0 = 3.313 - 40 = 3.273 \text{ kPa}$$

$$q'_{\text{ad}}(\text{bruta}) = \frac{q'_h(\text{neta})}{F} + q'_0 = \frac{3.273}{3} + 40 = 1.131 \text{ kPa} \approx 1,1 \text{ MPa}$$
- En este caso el único parámetro que se modifica es el peso específico del terreno por debajo del cimiento, que ha de tomarse como el sumergido:

$\gamma'' = \gamma_{\text{sat}} - \gamma_w \approx 10 \text{ kN/m}^3$. La presión efectiva neta de hundimiento será:

$$q'_h(\text{neta}) = q'_0(s_q d_q N_q - 1) + \frac{1}{2} B \gamma'' s_\gamma d_\gamma N_\gamma$$

$$q'_h(\text{neta}) = 40(1,52 \cdot 33,29 - 1) + 0,5 \cdot 4 \cdot 10 \cdot 0,95 \cdot 33,92 = 2.628,5 \text{ kPa}$$

y la presión efectiva admisible bruta:

$$q'_{\text{ad}}(\text{bruta}) = \frac{2.628,5}{3} + 40 = 916 \text{ kPa} \approx 0,92 \text{ MPa}$$

- En este caso también varía la presión efectiva debida a la sobrecarga:

$$q'_0 = q_0 - u = 20 \cdot 2 - 10 \cdot 2 = 20 \text{ kPa}$$

$$q'_h(\text{neta}) = q'_0(s_q d_q N_q - 1) + \frac{1}{2} B \gamma'' s_\gamma d_\gamma N_\gamma$$

$$q'_h(\text{neta}) = 20(1,52 \cdot 33,29 - 1) + 0,5 \cdot 4 \cdot 10 \cdot 0,95 \cdot 33,92 = 1.636,5 \text{ kPa}$$

y la presión efectiva admisible bruta:

$$q'_{\text{ad}}(\text{bruta}) = \frac{1.636,5}{3} + 20 = 565,5 \text{ kPa} \approx 0,56 \text{ MPa}$$

Nota: Como puede apreciarse, la elevación del nivel freático puede dar lugar a una reducción sustancial de la presión admisible efectiva.



Figura 8.10 Distribución de presiones en zapatas rígidas sobre arcillas y arenas.

que la presión uniforme que se coloca sobre la zapata. Resulta así una distribución de presiones bajo la zapata no uniforme, caracterizada por unos valores máximos en los extremos y un valor mínimo en el centro.

Si el terreno fuera elástico y de resistencia infinita

las tensiones bajo los bordes A y B serían infinitas. Como la resistencia del terreno no es infinita, esas tensiones podrán, o no, ser muy altas, pero tendrán un valor finito. En el caso de arcillas (Figura 8.10a), la distribución de presiones es muy semejante a la teóri-

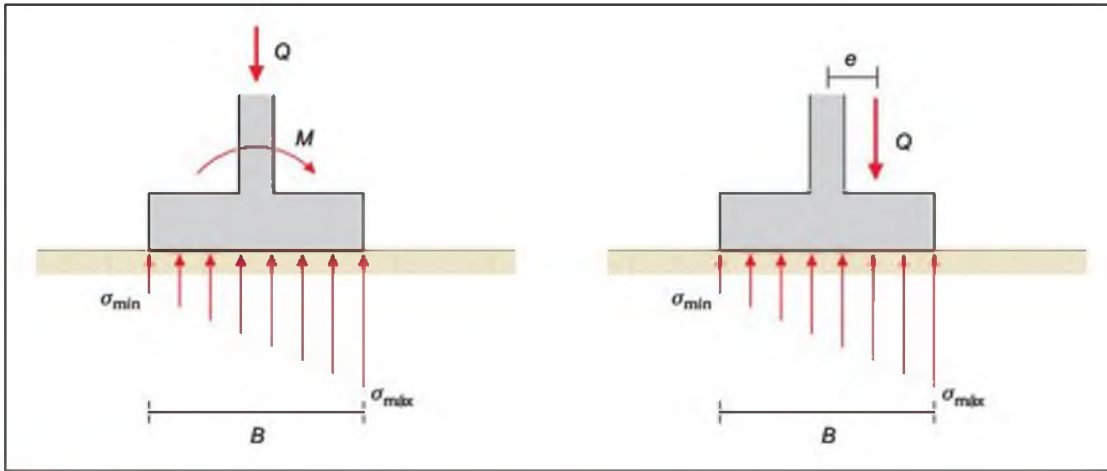


Figura 8.11 Carga excéntrica y reparto de presiones teóricas bajo la zapata ($e < B/6$).

ca del ejemplo anterior; sin embargo, la resistencia limitada del terreno produce en los extremos unas zonas de plastificación. En el caso de arenas, dado que no es posible que se produzca en el borde en superficie una presión muy alta, la distribución de presiones toma la forma parabólica que se indica en la Figura 8.10b).

Los métodos de la mecánica del suelo permiten la estimación aproximada de las distribuciones de presiones reales bajo zapatas rígidas. No obstante, a efectos prácticos, no es habitual hacer esta determinación. Lo que suele suponerse es una distribución de presiones lineal, de forma trapezoidal o triangular, debajo de la zapata.

En la Figura 8.11 se representa el caso de una zapata sometida a una carga vertical centrada Q y un momento en base de pilar M . Este conjunto equivale a la carga Q , vertical, situada a una cierta distancia del eje del pilar e , que es la excentricidad ($e = M/Q$).

Cuando la excentricidad es menor que la sexta parte del ancho de la zapata, las expresiones para las tensiones máxima y mínima son las siguientes:

$$\left. \begin{aligned} \sigma_{\max} &= \frac{Q}{B} \left(1 + \frac{6e}{B} \right) \\ \sigma_{\min} &= \frac{Q}{B} \left(1 - \frac{6e}{B} \right) \end{aligned} \right\} e \leq \frac{B}{6}$$

Si la excentricidad es superior a la sexta parte del ancho de la zapata, entonces la distribución de presiones no es trapezoidal, sino triangular y el valor de la tensión máxima y del ancho de la zapata que está sometido a presión vienen dados por las expresiones siguientes (Figura 8.12):

$$\sigma_{\max} = \frac{4}{3} \frac{Q}{B - 2e} ; \quad b = \frac{3}{2} (B - 2e) ; \quad e > \frac{B}{6}$$

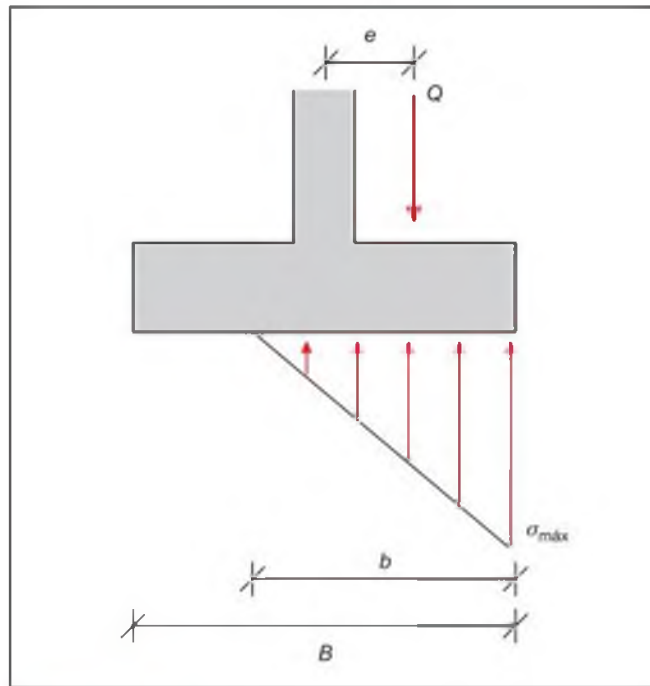


Figura 8.12 Carga excéntrica y reparto de presiones teóricas bajo zapata ($e > B/6$).

Distribución de tensiones en el terreno bajo áreas cargadas

■ ASPECTOS FUNDAMENTALES. CRITERIOS DE UTILIZACIÓN

El apartado anterior se ha centrado en cómo se distribuyen las presiones directamente bajo las cimentaciones directas; sin embargo, esta información no es sufi-

ciente para estimar los asientos del terreno. Para ello es necesario conocer también cómo se distribuyen las presiones transmitidas por las cimentaciones dentro del terreno, en profundidad. Se ha mostrado que la influencia de una carga no infinitamente extensa se encuentra limitada a una cierta zona de influencia en sus proximidades. Por ello resulta muy interesante analizar cómo se distribuyen en el terreno las tensiones originadas por cargas de extensión limitada.

En la mayoría de los tratados de geotecnia se recogen soluciones a este problema, siempre basadas en teorías elásticas, que proporcionan órdenes de magnitud razonables para la estimación de los incrementos de tensión vertical originados por una cimentación. En los párrafos siguientes se incluyen algunas soluciones habituales a emplear en casos prácticos. Un mayor número de situaciones resueltas puede encontrarse en Jimenez Salas y otros (1976) y en Poulos y Davis (1974).

■ CARGA PUNTUAL SOBRE UN SEMIESPACIO ELÁSTICO

Este fue el problema original estudiado por Boussinesq (Figura 8.13). El resto de las soluciones para semiespacio elástico provienen de la adecuada integración de otras hipótesis de carga más complejas.

La expresión para el incremento de tensión vertical originado por la carga puntual P de la figura resulta:

$$\Delta\sigma_z = \frac{3P}{2\pi} \frac{z^3}{R^5}$$

donde

- z, R : parámetros geométricos que definen la posición del punto o elemento de suelo en donde se calculan las tensiones.

■ TENSIONES VERTICALES BAJO LA ESQUINA DE UN RECTÁNGULO CARGADO UNIFORMEMENTE

La solución de este problema (Figura 8.14), debida a Newmark, permite obtener el incremento de tensión vertical a una profundidad z bajo la esquina de un rectángulo cargado uniformemente con una carga repartida q .

Llamando:

$$m = L/z$$

$$n = B/z$$

se tiene:

$$\Delta\sigma_z = \frac{q}{4\pi} I_o$$

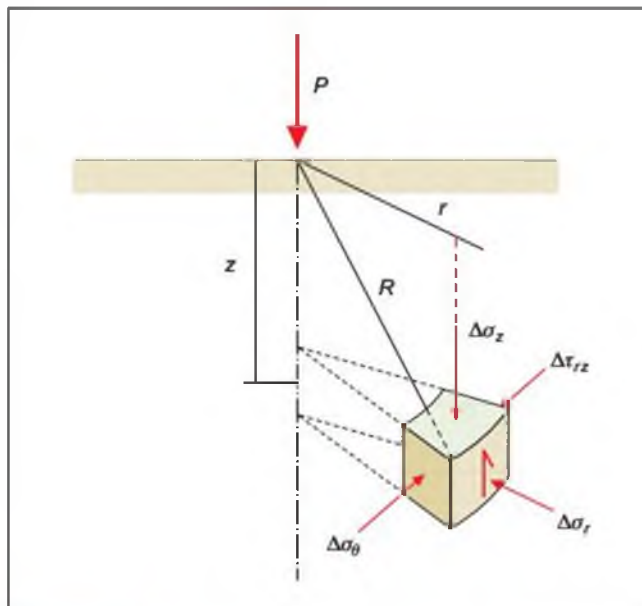


Figura 8.13 Tensiones debidas a una carga puntual en un semiespacio elástico.

donde I_o es un coeficiente de influencia que puede determinarse a partir de consideraciones geométricas mediante la expresión siguiente:

$$I_o = \frac{2mn(m^2 + n^2 + 2) \sqrt{m^2 + n^2 + 1}}{(m^2 + n^2 + 1 + m^2n^2)} \cdot \arcsen \left[\frac{2mn \sqrt{m^2 + n^2 + 1}}{m^2 + n^2 + 1 + m^2n^2} \right]$$

La relativa complejidad de la formulación anterior puede resolverse de manera sencilla mediante el em-

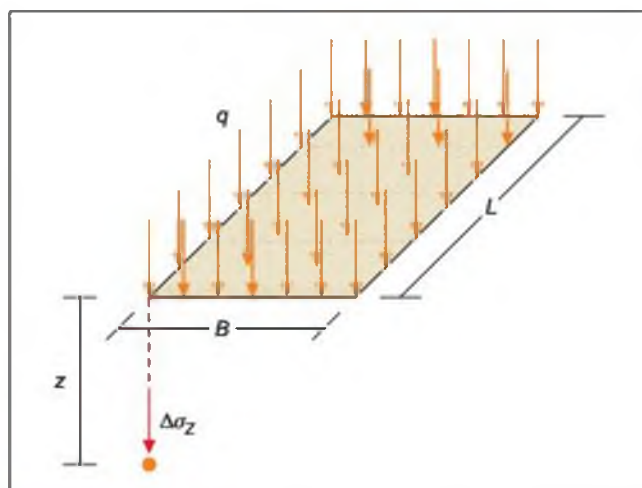


Figura 8.14 Tensiones verticales bajo un rectángulo cargado uniformemente.

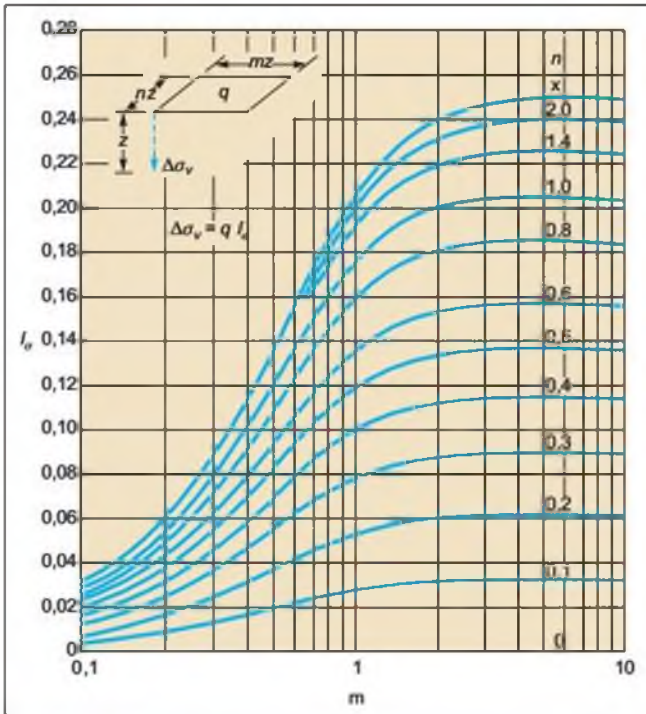


Figura 8.15 Tensión vertical bajo la esquina de un rectángulo uniformemente cargado (Fadum, 1948; en Jiménez Salas y otros, 1976).

pleo de ábacos de entrada directa. En la Figura 8.15 se reproduce el preparado por Fadum, que permite la obtención directa del coeficiente de influencia en función de los parámetros geométricos m y n . Como puede apreciarse, en la expresión de dicho coeficiente se incluye ya el divisor 4π de la fórmula de Newmark.

No cabe duda de que en la mayoría de los casos interesaría conocer las tensiones producidas por cargas rectangulares no sólo bajo sus esquinas, sino también en otros puntos del terreno (bajo el centro, un borde, o incluso bajo un punto alejado del área cargada). Para ello se puede hacer uso del principio de superposición de la teoría de la elasticidad, de forma que basta combinar de forma apropiada los incrementos de tensión producidos por una serie de rectángulos debidamente seleccionados. Así, por ejemplo, el incremento de tensión bajo el centro de un rectángulo de lados L y B será la suma de los incrementos de tensión originados bajo las esquinas de 4 subrectángulos de lados $L/2$ y $B/2$.

■ TENSIONES BAJO UN ÁREA CIRCULAR CARGADA UNIFORMEMENTE

La integración de la ecuación de Boussinesq bajo el centro del área de carga da lugar a la siguiente expresión (Figura 8.16):

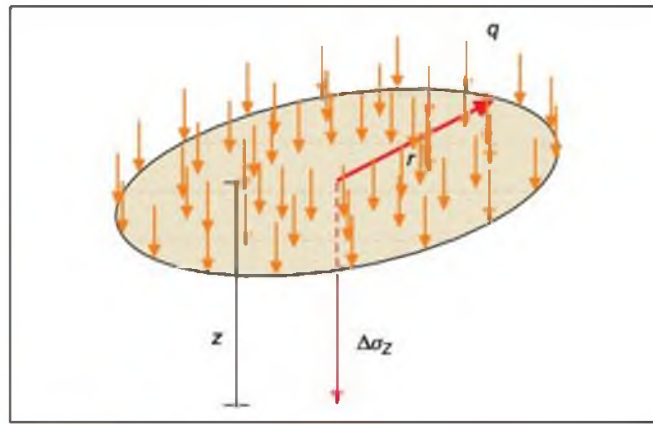


Figura 8.16 Tensiones verticales bajo el centro de un área circular cargada uniformemente.

$$\Delta\sigma_z = q \cdot \left[1 - \left(\frac{1}{1 + \left(\frac{r}{z}\right)^2} \right)^{\frac{3}{2}} \right]$$

Para puntos distintos del centro de área de carga se puede emplear la Figura 8.17, que recoge de forma gráfica los incrementos de tensión vertical originados por una presión de intensidad Δq_s , distribuida uniformemente en superficie sobre un círculo de radio R . El gráfico es adimensional y por simetría tan sólo se representa la mitad del semiespacio, con el eje de ordenadas (profundidades relativas Z/R) coincidiendo con el centro del círculo. En abscisas se representa la distancia relativa al centro del círculo de carga, X/R . Finalmente, los incrementos de tensión vienen dados por una serie de líneas de igual incremento tensional, relativo a la tensión en superficie, $\Delta q_v/\Delta q_s$.

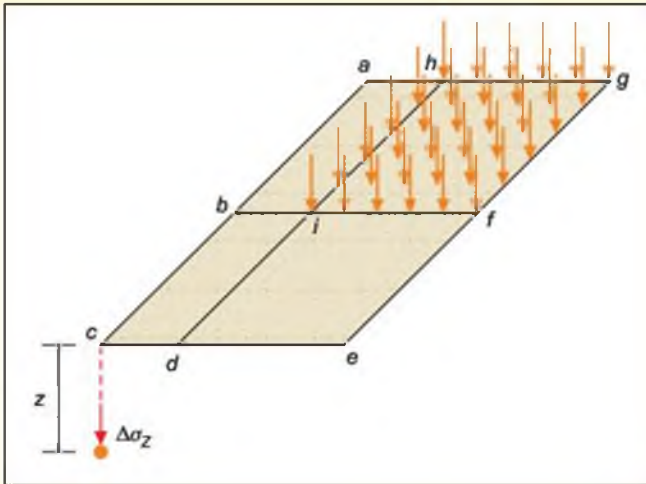
Este gráfico permite visualizar de forma sencilla e intuitiva el concepto apuntado sobre la limitación práctica del efecto de una carga no infinitamente extensa. Así, en la mayoría de las aplicaciones se puede suponer que el límite de interés se circunscribe a puntos del terreno en los que el incremento de tensión vertical es del orden del 10% de la carga en superficie (para magnitudes habituales de dicha carga). Más allá de esta zona, la sobretensión recibida por el terreno es, en la mayoría de los casos, lo suficientemente pequeña como para que sus efectos sean comparativamente inapreciables.

Si se observa la Figura 8.17 se puede apreciar que la zona definida por el 10% de la carga en superficie forma un «bulbo» que se extiende en profundidad hasta aproximadamente 2 diámetros (o 2 anchos) del área de carga. Esta zona de especial influencia se denomina «bulbo de tensiones».

Ejemplo de cálculo de distribución de tensiones en el terreno

Determinar el incremento de tensión vertical originado por el rectángulo cargado uniformemente de la Figura a una profundidad z bajo un punto c , alejado de él.

Dado que el punto de cálculo solicitado no se sitúa en la vertical de la esquina del rectángulo cargado, es necesario aplicar el principio de superposición. Para ello, en la figura se han trazado una serie de subrectángulos.



Llamando $\Delta\sigma_z \begin{pmatrix} 1 & 2 \\ 3 & 4 \end{pmatrix}$ al incremento de tensión vertical originado a una profundidad z bajo la esquina de un rectángulo de vértices 1, 2, 3, 4 cargado uniformemente con una carga repartida q , se tendrá:

$$\Delta\sigma_z(c) = \Delta\sigma_z \begin{pmatrix} a & c \\ e & g \end{pmatrix} - \Delta\sigma_z \begin{pmatrix} a & c \\ d & h \end{pmatrix} - \Delta\sigma_z \begin{pmatrix} b & c \\ e & f \end{pmatrix} + \Delta\sigma_z \begin{pmatrix} b & c \\ d & i \end{pmatrix}$$

Como puede apreciarse, todos los sub-rectángulos seleccionados cuentan con una esquina en la vertical del punto de cálculo deseado, de manera que la adición y sustracción apropiada de efectos permite determinar las tensiones solicitadas. Bastaría a continuación con determinar los incrementos de tensión a una profundidad z correspondientes a la esquina de cada rectángulo de la expresión anterior y sustituirlos en la misma.

Como corolario inmediato (Figura 8.18), si se prevé ejecutar una cimentación directa de ancho B , la profundidad mínima de investigación (sondeos, etc.) deberá alcanzar aproximadamente una profundidad $2B$ por debajo del nivel previsto para ésta. Por otra parte, si se trata de un edificio cimentado por zapatas separadas menos de 3 a 4 anchos, los bulbos de tensiones se solaparán en profundidad, por lo que habrá que considerar la cimentación como si tuviera el ancho total del edificio; es decir, como si se tratara de una cimentación por losa.

La estimación de asentos en suelos

Consideraciones generales

El cálculo de asentos es quizás uno de los problemas más complejos de la mecánica del suelo. Existen en la actualidad varios procedimientos para abordarlo, con resultados bastante dispares, lo que indica que no resultan suficientemente satisfactorios. El problema se complica aún más cuando se han de predecir asentos

diferenciales en una estructura, dado que la interacción entre ésta y el terreno da lugar a una reorganización de cargas y movimientos asociados.

Las dificultades en la predicción de asentos provienen en primer lugar de la misma naturaleza del suelo. Así, son fases fundamentales de estudio la realización de una campaña de reconocimientos apropiada, la obtención de un perfil geológico-geotécnico fiable y la obtención de los parámetros deformacionales del terreno.

En los últimos años se han desarrollado modelos constitutivos sofisticados que permiten, mediante el empleo de herramientas de cálculo numérico como los elementos finitos, efectuar análisis de situaciones complejas. El mayor problema de estos métodos suele radicar en que usualmente requieren la determinación y utilización de un número considerable de parámetros del suelo, de difícil y costosa estimación, tanto en campo como en laboratorio. En estas circunstancias es obvio que sólo para los casos más singulares resulta económicamente interesante emplear sistemas de análisis avanzados. En la práctica más habitual es preferible concentrar los esfuerzos investigadores en la

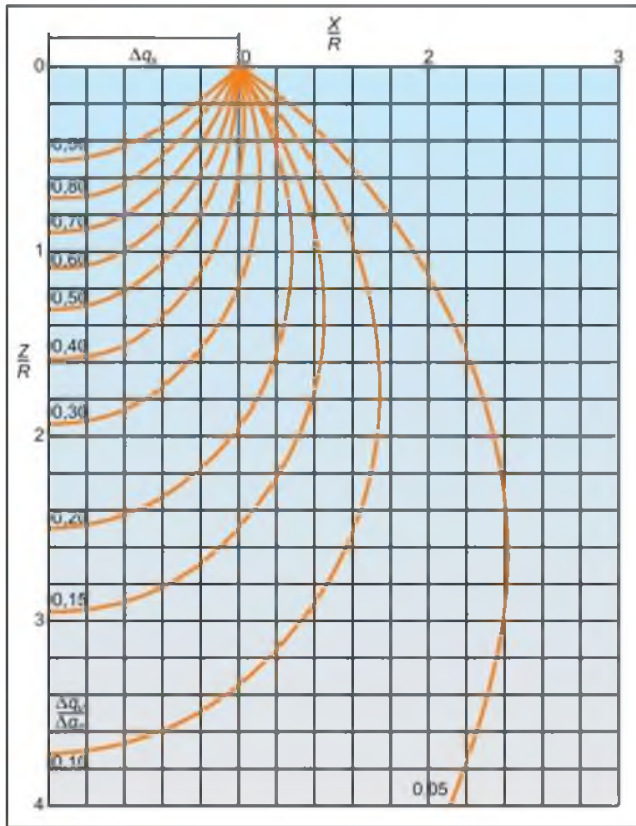


Figura 8.17 Incrementos de tensión vertical bajo un área circular cargada uniformemente.

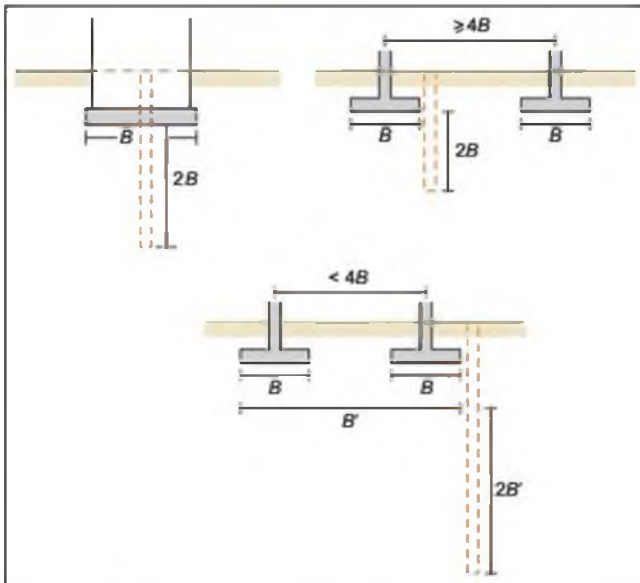


Figura 8.18 Profundidad recomendable para reconocimiento en función de las condiciones geométricas de las cimentaciones (modificado de Tomlinson, 1986).

determinación de parámetros sencillos, representativos del terreno, y emplear algún método de cálculo, también sencillo, que proporcione resultados suficientemente aceptables.

En los apartados siguientes se describe una metodología de predicción de asentamientos para casos habituales de cimentaciones directas.

Asiento instantáneo, de consolidación primaria y de consolidación secundaria

En el Apartado 2.5 del Capítulo 2 se han descrito los asentamientos debidos a la consolidación del suelo en condiciones unidimensionales, es decir, aquellos que derivan del proceso de disipación de presiones intersticiales originados por una carga muy extensa. En realidad, este asiento es a veces sólo una parte del total que se produce en el suelo. En la Figura 8.19, se muestra la relación asiento-tiempo tras la aplicación de una carga rápida y no infinitamente extensa sobre el terreno. De manera instantánea al aplicar la carga se produce un cierto asentamiento (S_i). Si el suelo es de baja permeabilidad y está saturado (arcillas), en los momentos iniciales el agua no es capaz de «escapar» de los poros del terreno (no hay drenaje), de manera que este asiento inicial corresponde en realidad a una distorsión del suelo, sin cambio de volumen.

Después del **asiento instantáneo** se produce la disipación de los excesos de presión intersticial generados, es decir, el asiento de consolidación (S_c) descrito en el Apartado 2.5, que se denomina **asiento de consolidación primaria**.

Por último, algunos suelos pueden seguir asentando después de que todo el exceso de presión intersticial se ha disipado. Este asentamiento se produce a tensión efectiva constante, y corresponde, por lo tanto, a un fenómeno de «fluencia» (*creep*), denominándose **asiento de consolidación secundaria** (S_s).

En consecuencia, el asiento total resultante será la suma de los tres componentes anteriores: **instantáneo, consolidación primaria y consolidación secundaria**.

$$S_t = S_i + S_c + S_s$$

Obviamente, en los suelos de alta permeabilidad (granulares) y en los parcialmente saturados el asentamiento debido a la carga se produce de manera práctica simultánea a la aplicación de ésta, por lo que S_i y S_c no llegan a diferenciarse. Con relación a la consolidación secundaria, su estudio se puede realizar a partir de las curvas de consolidación obtenidas en el edómetro (Jiménez Salas y otros, 1976), siendo pequeño en la mayor parte de los suelos.

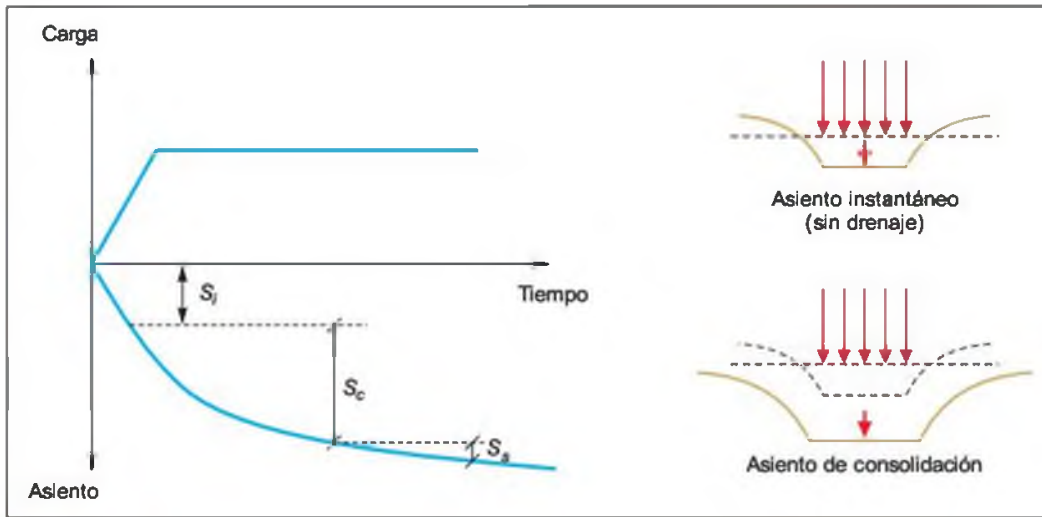


Figura 8.19 Definición de asiento instantáneo, de consolidación primaria y secundaria.

Asientos instantáneos y de consolidación primaria en arcillas saturadas

Como se ha descrito, las condiciones de carga de una cimentación no inducen en general un estado de deformación lateral nula (unidimensional). A efectos prácticos, sin embargo, para suelos arcillosos saturados, Burland et al (1977) sugiere calcular los asientos con el método de la compresión unidimensional descrito en el Apartado 2.5 del Capítulo 2, empleando para ello las siguientes correcciones (sin contar con el asiento de fluencia):

- Se obtiene el asiento de consolidación por el **método edométrico** o unidimensional (Apartado 2.5, Capítulo 2); a este asiento se le denomina $S_{1 \times D}$.
- Si la arcilla está normalmente consolidada, se puede asumir que:

$$\left. \begin{array}{l} S_c \approx S_{1 \times D} \\ S_i \approx 1,1 S_c \end{array} \right\} \Rightarrow S_i \approx 0,1 S_c$$

es decir, el asiento de consolidación primaria real será aproximadamente igual al calculado como asiento de consolidación mediante el método edométrico o unidimensional, mientras que el asiento instantáneo será un 10 % de éste.

- Si la arcilla está sobreconsolidada, se puede asumir que:

$$\left. \begin{array}{l} S_i \approx S_{1 \times D} \\ S_i \approx 0,5 S_i \end{array} \right\} \Rightarrow S_c \approx 0,5 S_i$$

Como puede observarse, en este caso es el asiento total el que resulta aproximadamente

igual al calculado como asiento de consolidación por el método edométrico; de este asiento, aproximadamente el 50 % se producirá de forma instantánea y el 50 % restante tendrá lugar a lo largo del tiempo como asiento de consolidación primaria.

En consecuencia, para calcular el asiento producido por cargas no infinitas empleando el método unidimensional, el proceso a seguir podrá dividirse en los siguientes pasos (Figura 8.20) (de nuevo, sin considerar los efectos de la consolidación secundaria):

1. Se divide el estrato compresible en subcapas de espesor H_i .
2. Se calcula la tensión efectiva inicial en el centro de cada subcapa (σ'_{i0}).
3. Se calculan los incrementos de tensión vertical total originados por la carga en el centro de las subcapas ($\Delta\sigma'_v$).
4. Se calcula el asiento edométrico o unidimensional de cada subcapa una vez se disipen los excesos de presión intersticial (y todo el incremento de tensión total $\Delta\sigma'_v$ se haya transformado en incremento de tensión efectiva $\Delta\sigma'_v$); para ello pueden emplearse los diversos parámetros de compresibilidad descritos en el citado Apartado 2.5 del Capítulo 2:

$$S_{\infty}^i = \frac{1}{E_m} \Delta\sigma'_v H_i$$

o bien

$$S_{\infty}^i = H_i \frac{c_c}{1 + e_0} \log \frac{\sigma'_{i0} + \Delta\sigma'_v}{\sigma'_{i0}}$$

(para la rama de compresión noval, por ejemplo), etc.

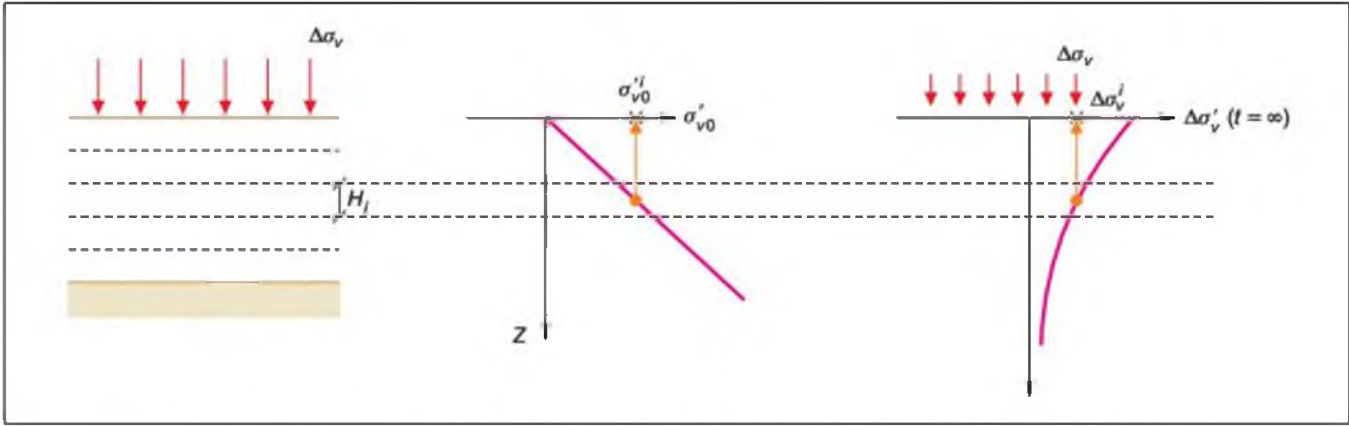


Figura 8.20 Procedimiento para calcular los asientos de consolidación edométrica o unidimensional bajo cargas no indefinidas.

5. Se aplican las correcciones del apartado anterior teniendo en cuenta si la arcilla se encuentra sobreconsolidada o normalmente consolidada y se determinan los asientos instantáneo y de consolidación primaria de cada subcapa.
6. Se suman los asientos de las subcapas.

Asientos en terrenos granulares

La estimación de asientos en terrenos granulares suele llevarse a cabo mediante métodos empíricos. Entre ellos, quizás uno de los más sencillos sea el propuesto por Burland y Burbridge (1985). De acuerdo con esta metodología, el asiento más probable de una cimentación en

suelos arenosos está relacionado con su resistencia a la penetración dinámica mediante la expresión:

$$S_i = f_i f_s q' B^{0.7} I_c$$

donde:

- S_i : asiento medio al final de la construcción, en mm.
- q' : tensión efectiva bruta aplicada en la base de cimentación (en kN/m^2).
- B : ancho de la zapata o losa (en m).
- I_c : índice de compresibilidad, definido en función del valor medio del ensayo SPT en una zona determinada de influencia bajo la zapata o losa, Z_i (Figura 8.21).

Las expresiones de los coeficientes y las reglas complementarias a aplicar pueden resumirse de la siguiente forma:

1. f_s : es un coeficiente para tener en cuenta la forma de la zapata; su expresión viene dada por:

$$f_s = \left[\frac{1,25 \frac{L}{B}}{\frac{L}{B} + 0,25} \right]^2$$

2. f_i es un factor de corrección para tener en cuenta la existencia de una capa rígida por debajo de la zapata a profundidad $H_s \leq Z_i$, donde Z_i es la profundidad de influencia bajo la zapata; su expresión es:

$$f_i = \frac{H_s}{Z_i} \left[2 - \frac{H_s}{Z_i} \right]$$

3. Para terreno sobreconsolidado o para una cimentación situada en el fondo de una excavación a cuya profundidad la máxima tensión

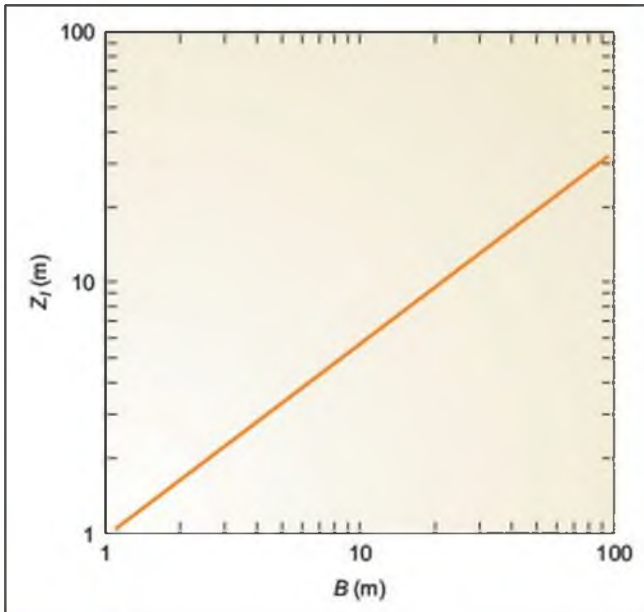


Figura 8.21 Zona de influencia en función del ancho, B, de la cimentación (Burland et al, 1977).



Recuadro 8.5

Ejemplo de cálculo de asientos

- a) Estimar el asiento esperable tras la construcción de la cimentación del viaducto del ejemplo del Recuadro 8.2 en el caso de aplicar una tensión de trabajo igual a la admisible desde el punto de vista estricto de la seguridad frente al hundimiento.
- b) Calcular el asiento si se reduce la tensión de trabajo a $q' = 0,5$ MPa.

Solución:

- a) La tensión admisible efectiva bruta se calculó en el ejemplo del Recuadro 8.3, habiendo resultado q'_{med} (bruta) = 1.131 kPa.

El terreno tenía un ángulo de rozamiento interno de 35° , que de acuerdo con la correlación de Peck et al (1967) equivale a un golpeo medio $N_{SPT} = 25$.

Los factores de corrección e índices a aplicar, teniendo en cuenta que se trata de un estrato indefinido en profundidad y una zapata de anchura $B = 4$ m y longitud $L = 8$ m, resultan ser:

$$f_s = \left[\frac{1,25 \frac{8}{4}}{\frac{8}{4} + 0,25} \right]^2 = 1,23; \quad f_i = 1;$$

$$I_c = \frac{1,7}{25^{1,4}} = 0,0187; \quad B^{0,7} = 4^{0,7} = 2,639$$

Por otra parte, la cimentación se construye a 2 m de profundidad en un terreno de peso específico aparente $\gamma_{ap} = 20$ kN/m³, de manera que:

$$\sigma'_{v0} = 20 \cdot 2 = 40 \text{ kPa} \Rightarrow$$

$$\Rightarrow q' - \frac{2}{3} \sigma'_{v0} = 1.131 - \frac{2}{3} 40 = 1.104,3 \text{ kPa}$$

y sustituyendo en la fórmula del asiento resulta:

$$S_i = 1,23 \cdot 1.104,3 \cdot 2,639 \cdot 0,0187 = 67 \text{ mm}$$

- b) Si se reduce la tensión de trabajo efectiva bruta a $q' = 500$ kPa, resulta:

$$S_i = 1,23 \left(500 - \frac{2}{3} 40 \right) 2,639 \cdot 0,0187 = 28,7 \text{ mm}$$

efectiva vertical haya sido σ'_{v0} , el valor de q' a introducir en la ecuación del asiento será:

$$q' - \frac{2}{3} \sigma'_{v0} \quad \text{cuando} \quad \sigma'_{v0} \leq q'$$

$$\frac{q'}{3} \quad \text{cuando} \quad \sigma'_{v0} > q'$$

4. El índice de compresibilidad se rige por la expresión:

$$I_c = \frac{1,7}{N_{med}^{1,4}}$$

donde N_{med} es la media aritmética de los golpes N_{SPT} a lo largo de la zona de influencia.

Como reglas complementarias cabe señalar:

- El golpeo N_{SPT} no se corrige por el efecto de la profundidad.
- En el caso de que el terreno esté compuesto por arenas finas y arenas limosas bajo el nivel freático, se puede emplear la corrección de Terzaghi:

$$N_{SPT}(\text{corregido}) = 15 + 0,5(N_{SPT}(\text{medido}) - 15)$$

— Para gravas y gravas arenosas se obtienen mejores predicciones empleando:

$$N_{SPT}(\text{corregido}) = 1,25 N_{SPT}$$

Finalmente, los citados autores señalan que, aun tratándose de suelos granulares, se tiene constancia de la producción de asientos diferidos en el tiempo. Para tener en cuenta este efecto proponen emplear la expresión:

$$S_i = f_i S_i$$

donde:

- $f_i = 1,5$ para cargas estáticas y para un período de 30 años.
- $f_i = 2,5$ para cargas cíclicas y el mismo período de tiempo.

Asientos en arcillas rígidas

El empleo del método unidimensional o edométrico en arcillas rígidas, casi siempre sobreconsolidadas, da lugar en muchas ocasiones a estimaciones de asientos

sustancialmente mayores a los que se producen en la realidad. Por otra parte, también los cálculos puramente elásticos realizados a partir de módulos de deformación obtenidos en ensayos triaxiales suelen dar lugar a estimaciones de asientos superiores a las reales. Las razones principales de estas discrepancias son múltiples (perturbación de muestras, deformabilidad propia de los aparatos del ensayo, dificultades en el refrentado de las probetas, no linealidad del módulo de deformación del terreno, elevada rigidez con pequeñas deformaciones, etc.) y pueden consultarse en Jiménez Salas, J. A. (1992 a y b).

La realización de una estimación fiable de asientos en estos materiales requiere el empleo de técnicas de laboratorio o de investigación *in situ* muy especializadas que exceden al alcance de este texto.

En cualquier caso, dado que los asientos obtenidos por métodos convencionales suelen ser mayores a los reales, su estimación podrá realizarse empleando métodos elásticos a partir de módulos de deformación obtenidos en ensayos triaxiales o ensayos *in situ* debidamente contrastados.

8.3

Cimentaciones profundas

Cuando los niveles superficiales del terreno son poco resistentes o muy compresibles, puede resultar imposible conseguir mediante cimentaciones directas el adecuado coeficiente de seguridad, o limitar los asientos a valores admisibles para la estructura. Asimismo, aunque el terreno sea resistente, puede suceder que las cargas sean muy elevadas y, en ese caso sea difícil conseguir un adecuado coeficiente de seguridad. En circunstancias especiales en que sea preciso limitar estrictamente los asientos diferenciales, las cimentaciones directas pueden no ser una solución apropiada. En esos casos será necesario apoyar o transmitir las cargas a niveles más profundos y más competentes.

Asimismo, cuando se está en presencia de suelos estructuralmente inestables, como arcillas expansivas o suelos colapsables, una posibilidad de cimentación es no apoyar directamente sobre estos suelos, sino referir las cargas a niveles más profundos.

Esto se consigue mediante cimentaciones llamadas profundas o por pilotaje. Básicamente un **pilote** es un elemento de cimentación en el que predomina la longitud sobre cualquier otra dimensión. Normalmente se considera que un cimiento profundo es un pilote cuando la longitud total del elemento es igual o superior a ocho veces el ancho o dimensión mínima del mismo.

Tipos de pilote

Existe una amplia gama de tipos y formas de ejecución de pilotes. Desde un punto de vista muy simplificado, es posible establecer una clasificación básica en



Figura 8.22 Pilotes formando una pantalla (cortesía de Uriel y Asociados, S.A.).



Figura 8.23 Colocación de armaduras en pilotes hormigonados *in situ* (cortesía de Grupo Terratest).

dos grandes grupos: **pilotes prefabricados** y **pilotes excavados y hormigonados *in situ***.

Los primeros son piezas rectas de madera, hormigón armado, hormigón pretensado o acero que se introducen en el terreno por golpeo o vibración hasta alcanzar la profundidad necesaria. Dada su forma de instalación, a veces se les denomina también **pilotes de desplazamiento**, ya que a medida que penetran en el terreno han de desplazar el suelo que ocupaba su lugar.

Los **pilotes excavados y hormigonados *in situ*** se ejecutan realizando una excavación del diámetro y longitud adecuados, en la que se introduce la armadura de acero necesaria para, finalmente, rellenar el hueco con hormigón (Figuras 8.23 y 8.24). Debido a esta forma de instalación, que requiere extraer un volumen de suelo para construir el pilote, se suelen denominar también **pilotes de sustitución**.

La ejecución de los pilotes excavados depende de las condiciones del terreno y del agua. Así, si el suelo es suficientemente competente como para que las paredes de la perforación se mantengan estables, no resulta necesario emplear sistemas de entibación. La perforación se ejecuta por medio de cucharas especiales o barrenas helicoidales cortas. Cuando la estabilidad no está garantizada, se emplean lodos tixotrópicos o tuberías de revestimiento.

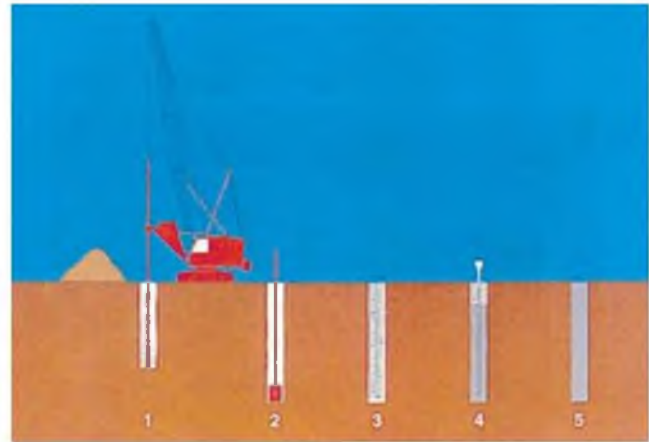


Figura 8.24 Proceso constructivo de pilotes hormigonados *in situ* a rotación en seco. 1) Perforación con hélice o cazo en orificio estable. 2) Limpieza del fondo con cazo, si procede. 3) Colocación de la armadura. 4) Hormigonado con tubo «tremie». 5) Pilote terminado.

Los **pilotes prefabricados** se utilizan para atravesar suelos blandos o flojos mediante hinca por golpeo de una maza de elementos prefabricados de hormigón hasta rechazo (Figura 8.25).

Pilote aislado

Aunque es infrecuente cimentar un pilar mediante un solo pilote, e incluso este sistema no debe utilizarse salvo en el caso de pilotes de gran diámetro y gran capacidad de carga, el estudio de los pilotajes se comienza habitualmente por la consideración del pilote aislado sometido a carga vertical.

La carga que el pilote recibe en su cabeza se transmite al terreno, en parte por rozamiento lateral entre el suelo y el fuste del pilote (**carga por fuste**) y en parte por la base o punta del mismo (**carga por punta**) (Figura 8.26). Según sea la relación entre la carga que se transmite por la punta y la que se transmite por el fuste, se distinguen dos tipos básicos de pilotes: pilotes columna y pilotes flotantes.

El **pilote columna** es aquél en el que toda o gran parte de la carga que recibe en su cabeza se transmite íntegramente a la punta, siendo muy pequeña la parte de carga que se transmite por el fuste (Figura 8.27a). Es el caso, por ejemplo, de un pilote que atraviesa un suelo muy blando y cuya punta se sitúa en un terreno duro y competente, como puede ser una roca. El suelo muy blando apenas es capaz de soportar carga alguna, de forma que toda ella va a parar a la punta.

Por el contrario, se entiende por **pilote flotante** (Figura 8.27b) aquél en que la mayor parte de la carga



Figura 8.25 Hincia de pilotes prefabricados (cortesía de Grupo Terratest).

va a parar al terreno a través del rozamiento por el fuste. En este caso, la carga que llega a la punta puede ser pequeña en comparación con la que se transmite por rozamiento a lo largo del fuste del pilote. Esta circunstancia se da habitualmente cuando los pilotes se instalan en terreno homogéneo.

Los casos descritos son extremos. Normalmente se dan situaciones intermedias que van desde el caso del pilote columna estricto, en que la contribución por fuste es prácticamente nula, al caso del pilote flotante con una carga por punta despreciable, que corresponde a pilotes muy largos en suelo homogéneo.

De todos modos, los mecanismos de transmisión de la carga por punta y por fuste no son enteramente independientes, ya que la movilización de la resistencia por la punta en un pilote requiere la contribución de parte del fuste en la zona más profunda. Como se muestra en la Figura 8.28, la movilización de la carga por punta da lugar a la formación de unas zonas plastificadas por debajo de la punta del pilote, pero que se vuelven sobre sí mismas para alcanzar al fuste del pilote en una cierta longitud.

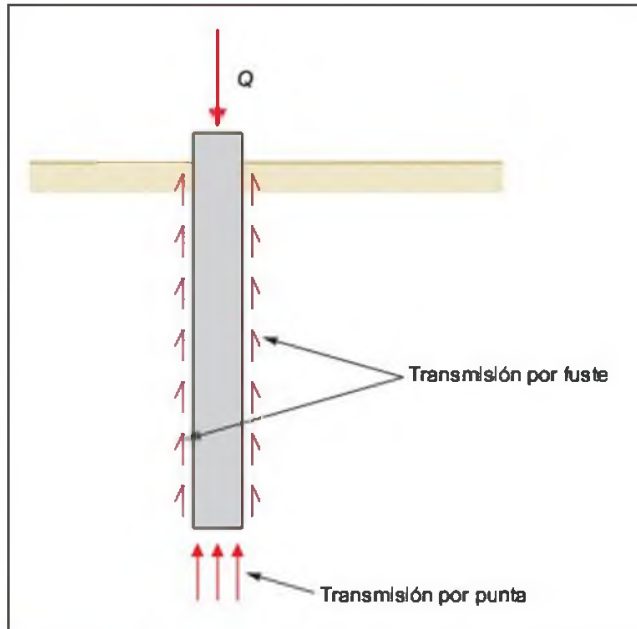


Figura 8.26 Transmisión de cargas al terreno.

Se considera que la longitud de fuste precisa para la movilización total de la carga por punta es igual a unas 8 veces el diámetro del pilote en el caso de arenas y unas 4 veces ese diámetro en el caso de arcillas. Esta zona se llama **zona activa superior**. La zona del bulbo plastificado por debajo de la punta del pilote tiene una longitud aproximada de 3 diámetros en el caso de arenas y de uno y medio a dos diámetros en el caso de arcillas. Esta es la llamada **zona activa inferior**. Además, para que sea posible la movilización total de la resistencia del terreno por punta, es necesario que por debajo del bulbo plastificado exista terreno de iguales o mejores características que el de las zonas activa superior y activa inferior, en una longitud que es del orden de 3 diámetros en arenas y de diámetro y medio a dos diámetros en arcillas. Esta es la llamada **zona de seguridad**.

Cuando sobre un pilote se coloca una carga que aumenta progresivamente, se va produciendo un cierto asiento. La relación carga-asiento es aproximadamente lineal hasta que comienza a curvarse, alcanzándose un momento en que la carga ya no puede crecer más y el asiento prosigue. En estas circunstancias se dice que se ha llegado a la **carga de hundimiento** del pilote, que a su vez tiene dos componentes: la carga de hundimiento por la punta y la carga de hundimiento por el fuste (Figura 8.29).

La forma de movilización de las componentes por punta y fuste, así como sus valores de hundimiento, dependen de si el pilote trabaja preferentemente por punta o fuste (columna o flotante).

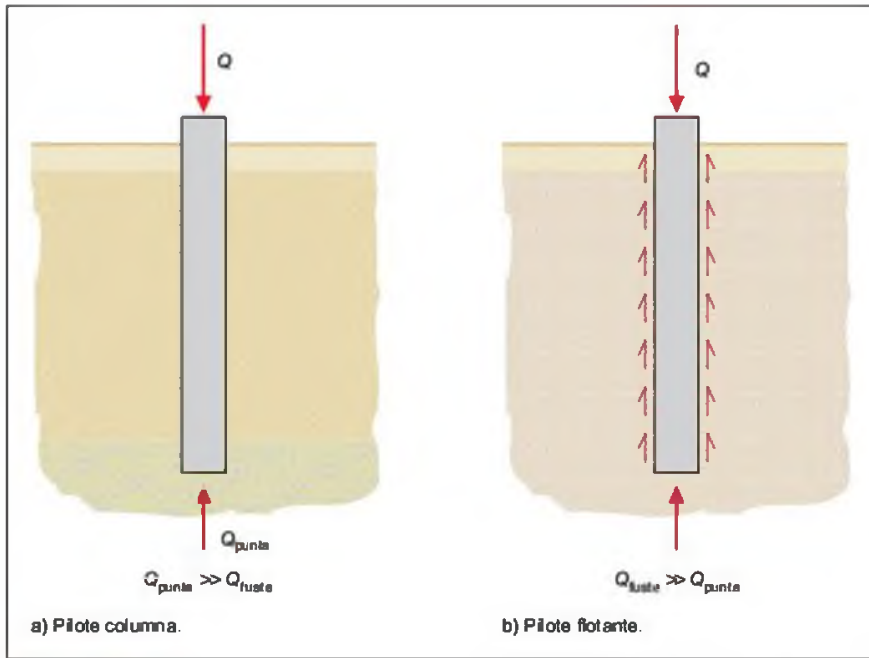


Figura 8.27 Pilote columna y pilote flotante.

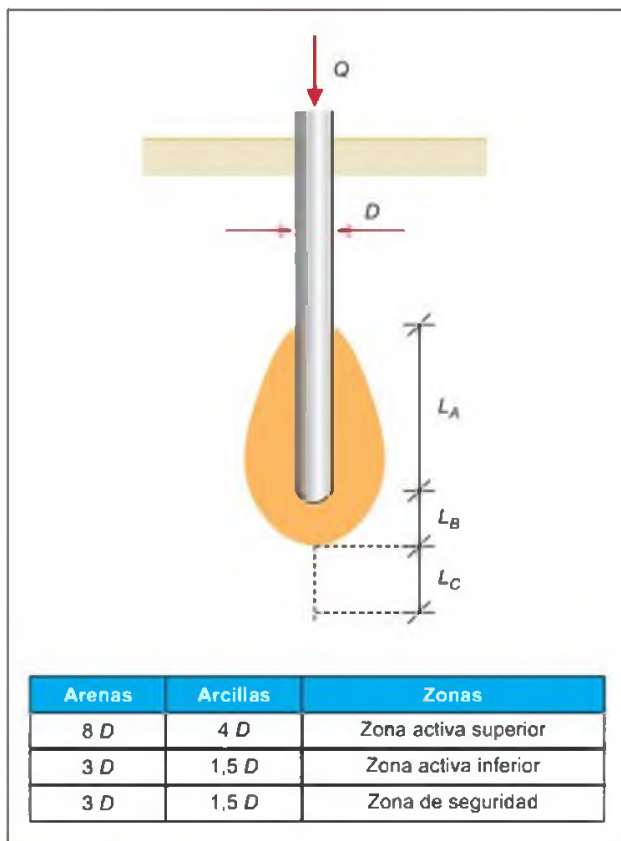


Figura 8.28 Definición de zonas según la Norma Tecnológica Española (N.T.E.).

La carga admisible en un pilote se obtiene dividiendo la carga de hundimiento, Q^h , por un coeficiente de seguridad apropiado. Habida cuenta de las diferencias existentes en la movilización de la resistencia por punta y fuste, es habitual aplicar coeficientes de seguridad diferentes para ambas componentes. Así, se suele emplear un coeficiente de seguridad de 3 a 4 para la punta y de 1,5 a 2 para el fuste, con lo que la carga admisible resulta:

$$Q_{adm} = \frac{Q_{punta}^h}{3 \text{ a } 4} + \frac{Q_{fuste}^h}{1,5 \text{ a } 2}$$

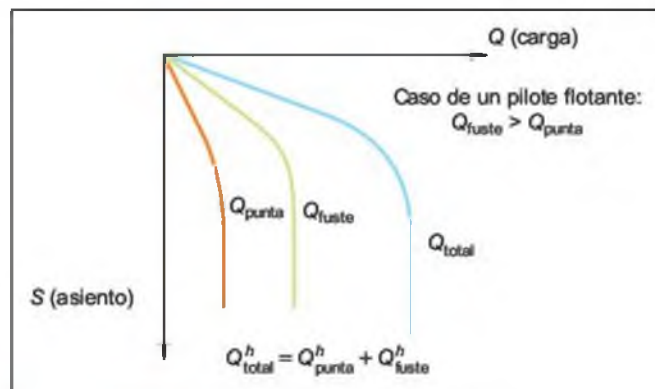


Figura 8.29 Carga de hundimiento en pilotes.

Determinación de la carga de hundimiento

■ CARGA DE HUNDIMIENTO POR PUNTA

La carga de hundimiento por punta de un pilote es igual al área o sección transversal del pilote multiplicada por la tensión unitaria en la base del pilote que produce la rotura (Figura 8.30). La expresión general de dicha presión unitaria (q_p), en términos de tensiones efectivas brutas resulta:

$$q_p = c' N_{cp} + q'_0 N_{qp} + \frac{1}{2} D \gamma'' N_{\gamma p}$$

donde:

- N_{cp} , N_{qp} , $N_{\gamma p}$ son los factores de capacidad de carga, que dependen exclusivamente del ángulo de rozamiento interno efectivo del suelo y que pueden obtenerse del ábaco de la Figura 8.31.
- c' es la cohesión efectiva del terreno.
- q'_0 es la tensión efectiva vertical debida a la sobrecarga de tierras al nivel de la punta del pilote.
- D es diámetro del pilote.
- γ'' es el peso específico del suelo.

Esta fórmula es semejante a la que proporciona la presión de hundimiento de las cimentaciones superficiales. En el caso de los pilotes, sin embargo, el tercer término de este polinomio es, en general, muy pequeño frente a los otros dos, y suele despreciarse.

Cuando se trata de pilotes ejecutados en suelos gra-

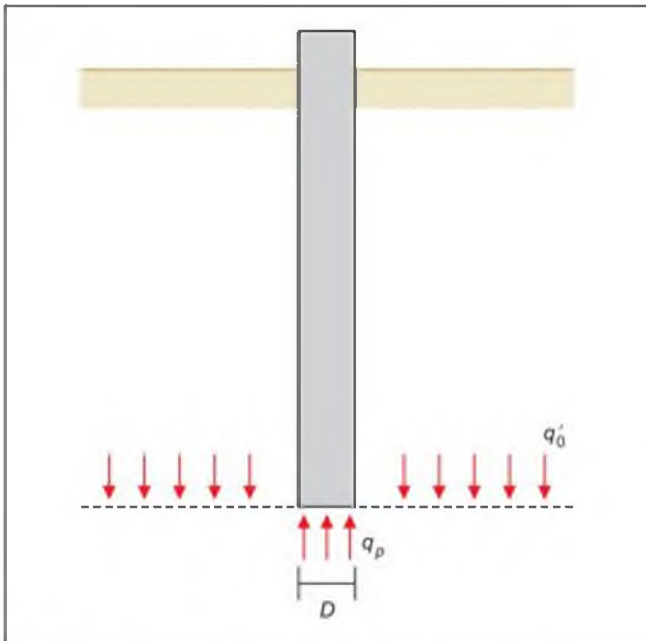


Figura 8.30 Tensión de hundimiento por la punta.



Figura 8.31 Factores de capacidad de carga.

nulares (gravas, arenas y limos sin cohesión), la cohesión efectiva resulta nula, de manera que:

$$q_p = q'_0 N_{qp}$$

Según esta expresión, para un determinado terreno con un cierto ángulo de rozamiento interno, el factor de capacidad de carga N_{qp} es una constante y, por tanto, la presión unitaria por punta crece proporcionalmente a q'_0 , de forma lineal con la profundidad a que se encuentre la punta. Esto sólo es enteramente cierto hasta unas determinadas profundidades. En ensayos a escala real se ha podido comprobar que, efectivamente, la presión unitaria por punta en suelos granulares crece proporcionalmente a la longitud del pilote, pero a partir de una cierta profundidad permanece aproximadamente constante. Esa profundidad, a partir de la cual no se debe considerar crecimiento alguno, es aproximadamente igual a 10 veces el diámetro del pilote en el caso de arenas sueltas y, a 20 veces el diámetro del pilote, en el caso de arenas densas.

En suelos arcillosos, las condiciones más desfavorables se suelen producir inmediatamente tras la carga, es decir, antes de que los excesos de presión intersticial generados hayan podido disiparse. El cálculo sin drenaje se efectúa en tensiones totales, adoptando $\phi = 0$, $c = S_u$.

Para un ángulo de rozamiento nulo resulta que $N_{qp} = 1$, de forma que descontando el peso propio del pilote, la presión total neta de hundimiento q_p es igual a:

$$q_p^{net} = S_u N_{cp}$$

Para el caso considerado $N_{cp} = 9$, de donde se deduce que la presión neta de hundimiento por punta en arcillas es igual a 9 veces la resistencia al corte sin drenaje o, lo que es lo mismo, a 4,5 veces la resistencia a compresión simple.

■ CARGA DE HUNDIMIENTO POR FUSTE

A lo largo del fuste de un pilote el terreno presiona horizontalmente sobre él con una presión efectiva σ'_h , que varía con la profundidad (Figura 8.32).

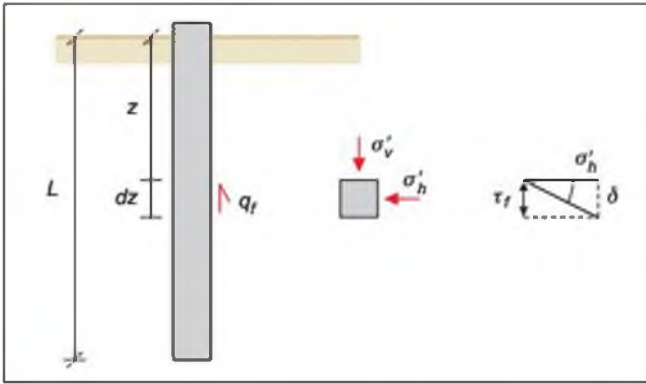


Figura 8.32 Determinación de las tensiones tangenciales en el fuste.

La expresión general de la tensión tangencial q_f que produce el agotamiento de la resistencia por el fuste de un pilote es:

$$q_f = c'_a + \sigma'_h \tan \delta'$$

donde:

- σ'_h es la tensión efectiva horizontal.
- δ' es el ángulo de rozamiento terreno-pilote.
- c'_a es la adherencia efectiva movilizable entre terreno y pilote.

Como puede apreciarse, la tensión unitaria q_f se compone de dos términos, uno debido al rozamiento de las tierras con el pilote y otro a la adherencia entre ambos; el primero es semejante a la resistencia friccional y el segundo a la resistencia por cohesión.

La presión efectiva horizontal sobre planos verticales en un suelo es proporcional a la presión vertical efectiva sobre planos horizontales, es decir:

$$\sigma'_h = K\sigma'_v$$

Si se supone que la instalación del pilote no altera las condiciones iniciales del terreno, dicho coeficiente será el de empuje al reposo (K_0) definido en el Apartado 2.5 del Capítulo 2.

La resistencia total por el fuste de un pilote será entonces el resultado de integrar las tensiones por fuste que producen el hundimiento a lo largo de toda la longitud y del perímetro del pilote, es decir:

$$Q_{fuste}^h = \int_0^L \pi D q_f dz$$

Si el terreno es homogéneo y el nivel freático se encuentra en superficie, la resolución de esa integración es inmediata y conduce a:

$$Q_{fuste}^h = \left[\frac{1}{2} K(\gamma_{sat} - \gamma_w) \tan \delta' L^2 + c'_a L \right] \pi D$$

En el caso de terrenos heterogéneos formados por distintos estratos, la integración deberá hacerse parcialmente para cada estrato y, después, proceder a sumar las cargas de hundimiento que proporciona cada terreno.

En realidad, el método de instalación de los pilotes tendrá siempre una cierta influencia en la movilización de la resistencia por el fuste. Así, en el caso de los pilotes excavados resulta intuitivo pensar que la apertura de la perforación podrá dar lugar a una relajación de tensiones en la horizontal. En estas condiciones, el coeficiente K será probablemente inferior al de empuje al reposo K_0 . Por el contrario, los pilotes de desplazamiento tenderán a comprimir lateralmente al terreno circundante, de forma que el coeficiente K resultante será probablemente superior a K_0 .

En lo que se refiere a la adherencia efectiva movilizable, c'_a , su valor dependerá también de la ejecución del pilote. Así, si se produce un cierto remoldeo en la zona de contacto terreno-pilote, lo probable es que tienda a anularse.

Por último, el fuste de un pilote suele resultar bastante rugoso, por lo que al alcanzar la tensión límite, q_p , la rotura se producirá probablemente a través del propio terreno cercano al pilote, dentro de la zona remoldeada de suelo. Esta forma de rotura, aparentemente más sencilla que otra que vaya adaptándose y sorteando las rugosidades del propio pilote, parece sugerir que el ángulo de rozamiento efectivo, δ' , puede tomarse igual al ángulo de rozamiento interno efectivo del suelo remoldeado.

A partir de estas ideas básicas, Burland et al (1977) sugiere emplear las siguientes expresiones de la tensión límite por fuste:

— **Arcillas normalmente consolidadas**

$$q_f = (1 - \text{sen } \phi') \sigma'_v \tan \phi'$$

donde:

- ϕ' es el ángulo de rozamiento interno de la arcilla normalmente consolidada.
- $K = K_0 = 1 - \text{sen } \phi'$ en el caso de un pilote ideal (que no altere el suelo por su instalación), pudiendo tomar un valor ligeramente menor para pilotes de sustitución, y ligeramente mayor para pilotes de desplazamiento.

— **Arcillas sobreconsolidadas:** en este caso la diferencia fundamental estriba en el coeficiente de empuje al reposo inicial; para su determinación aproximada se puede emplear la siguiente expresión:

$$K_0 = (1 - \text{sen } \phi') \text{OCR}^{\text{sen } \phi'} \approx (1 - \text{sen } \phi') \sqrt{\text{OCR}}$$

donde

- ϕ' es el ángulo de rozamiento interno del suelo normalmente consolidado (eliminado el efecto de «pico» por causa del remoldeo).
- OCR es el grado de sobreconsolidación. En estas condiciones, la resistencia límite por fuste obedecerá a la expresión:

$$q_f = (1 - \text{sen } \phi') \sqrt{\text{OCR}} \sigma'_v \tan \phi'$$

— Suelos granulares

$$q_f = K \sigma'_v \tan \delta'$$

donde:

- $\delta' \simeq 2/3 \cdot \phi'$.
- $K = 0,5$ para arenas sueltas.
- $K = 1,0$ para arenas densas.

■ APLICACIÓN DE LA N.T.E.

Los apartados anteriores muestran algunas consideraciones fundamentalmente teóricas en cuanto al cálculo de pilotes. No obstante, existen otros procedimientos de carácter semiempírico que resultan de uso muy convencional en la práctica. En España son de especial relevancia las Normas Tecnológicas de la Edificación (N.T.E.), de las que existen dos específicas dedicadas al diseño de pilotes de hormigón armado: N.T.E. CPI para pilotes *in situ*, y N.T.E. CPP para pilotes prefabricados.

Su empleo es muy sencillo, ya que se aplican tablas de entrada directa que proporcionan las resistencias por punta y fuste para un amplio abanico de diámetros de pilote.

En lo que respecta a sus consideraciones de diseño, para suelos arenosos los parámetros geotécnicos de entrada son el SPT, o la resistencia por la punta del penetrómetro estático.

Con relación a los suelos cohesivos, los parámetros utilizados son la resistencia a la compresión simple o la resistencia por la punta del penetrómetro estático.

Finalmente, las N.T.E. recogen también criterios de dimensionamiento para pilotes en roca o en gravas.

Grupo de pilotes

La carga admisible de un grupo de pilotes no es igual, en general, al producto de la carga admisible del pilote individual por el número de pilotes que forma el grupo. Para obtener la carga de hundimiento del grupo es preciso multiplicar la carga de hundimiento del pilote individual por el número de pilotes del grupo (n) y por un determinado factor de eficiencia (E):

$$Q_{\text{grupo}}^* = E n Q_{\text{individual}}^*$$

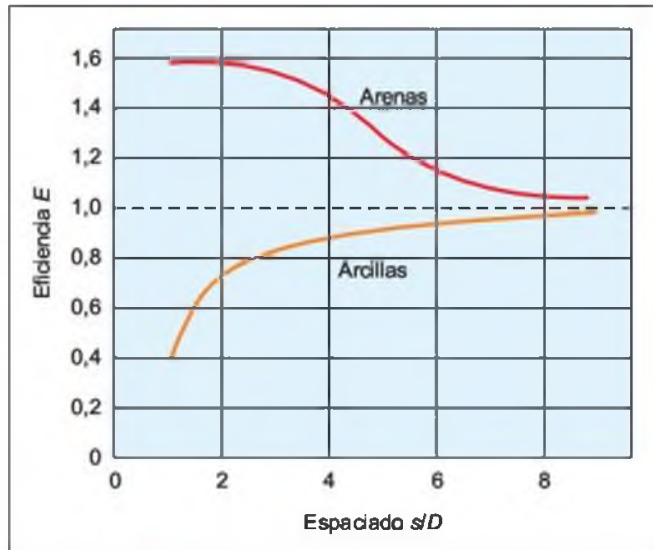


Figura 8.33 Coeficiente de eficiencia para grupos de pilotes (Oteo, 1980).

En arcillas blandas y medias, el coeficiente de eficiencia es en general inferior a la unidad, lo que significa que la resistencia del grupo es menor proporcionalmente a la resistencia del pilote individual. Sin embargo, en el caso de arenas flojas y medias, la instalación de los pilotes, especialmente si éstos son prefabricados e hincados, puede producir una densificación y mejora de las características de resistencia y deformabilidad del terreno, por lo que normalmente $E > 1$, aunque no suele adoptarse en cálculo un coeficiente E superior a la unidad.

Obviamente, el coeficiente de eficiencia es función no sólo del tipo de suelo, sino también de la distancia entre ejes de pilotes dentro del grupo, es decir, depende del espaciado s/D , donde s es la distancia entre ejes de pilotes y D el diámetro de los mismos. La Figura 8.33 muestra los valores empíricos habitualmente empleados para la eficiencia del grupo. Como puede apreciarse, en caso de arcillas E oscila entre 0,70 y 1, para espaciamientos entre $s/D = 2$ y $s/D > 8$.

Rozamiento negativo sobre los pilotes

Supóngase un pilote que atraviesa suelos blandos y se empotra su punta en un estrato duro y competente (Figura 8.34a). Si sobre la superficie del terreno se coloca un relleno o una sobrecarga de magnitud y extensión importantes, el suelo blando sufrirá un asiento que puede ser considerable. El mismo problema puede plantearse si, en lugar de una sobrecarga en superficie, se produce un rebajamiento del nivel freático

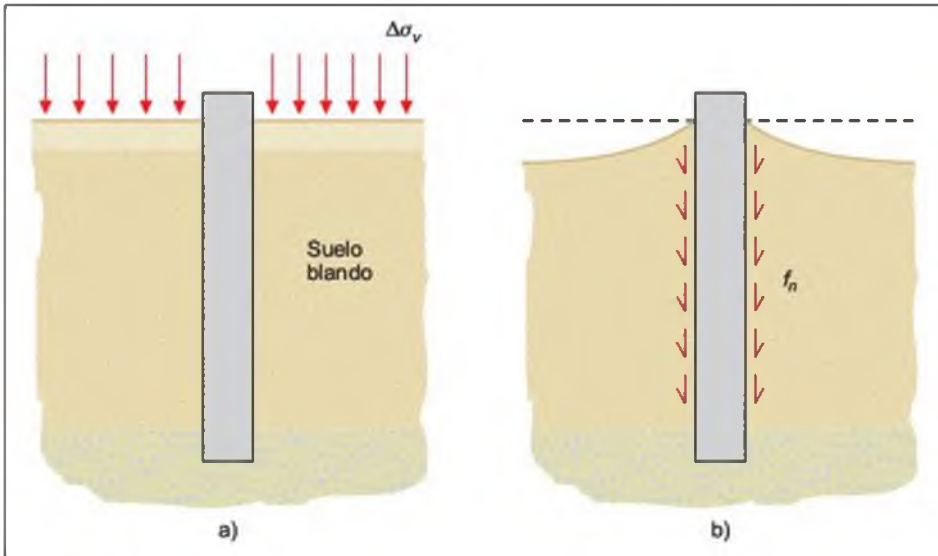


Figura 8.34 Sobrecarga en superficie alrededor de un pilote y perfil de asentamientos correspondiente. Rozamiento negativo.

dentro del suelo blando. La consiguiente disminución de las presiones intersticiales dará lugar a un aumento de las tensiones verticales efectivas y, consiguientemente, a un asiento del terreno.

Ante esta situación, el pilote, bien apoyado en su punta, impedirá que el terreno de su alrededor sufra el mismo asiento que el resto del suelo, dando lugar a un perfil de asentamientos como el de la Figura 8.34b.

Estos asentamientos de los suelos blandos alrededor de los pilotes hacen que el terreno quede como colgado de ellos, produciendo en el fuste del pilote, unas tensiones tangenciales dirigidas hacia abajo que, en conjunto, reciben el nombre de **rozamiento negativo**. Estas tensiones pueden dar lugar a un incremento muy considerable de la carga en los pilotes. La tensión tangencial de rozamiento negativo puede expresarse como:

$$f_n = K_s \sigma'_v \tan \delta'$$

En función de la naturaleza del terreno, el producto $K_s \tan \delta'$ se puede tomar igual a (Bjerrum, 1973):

Tipo de terreno	$K_s \tan \delta'$
Arcilla limosa	0,25
Arcilla poco plástica	0,20
Arcilla plástica	0,15
Arcilla muy plástica	0,10

Para un mayor detalle de este efecto y su forma de evaluarlo, se remite a Oteo (1980).

Empujes laterales del terreno sobre los pilotes

Como se muestra en la Figura 8.35, si se tiene un pilote que atraviese suelos cohesivos blandos y en la superficie del terreno se coloca una sobrecarga asimétrica, es decir, sólo a uno de sus lados, se producirán unos asentamientos y unos movimientos horizontales del terreno. Este «flujo» horizontal del terreno encuentra al pilote, que es un elemento mucho más rígido, y produce sobre él empujes y flexiones que, en caso extremo, pueden dar lugar a su rotura.

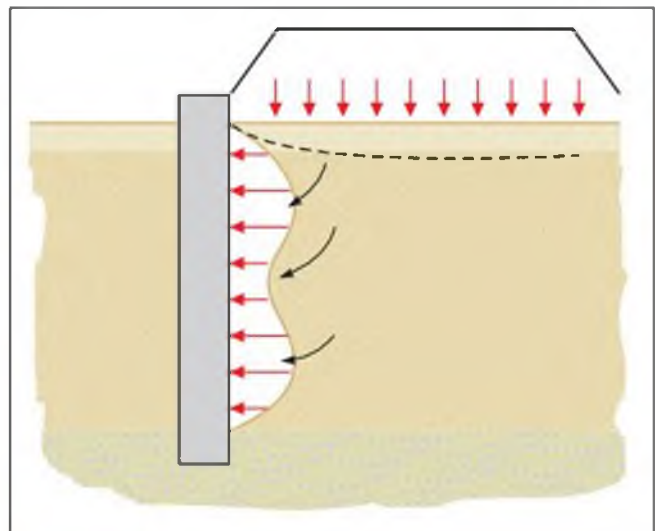


Figura 8.35 Empujes laterales sobre pilotes.

Según el criterio de Tschebotarioff, es necesario tener en cuenta este problema cuando la sobrecarga actuante ($\Delta\sigma_v$) resulta mayor que unas 3 veces la resistencia al corte sin drenaje del terreno:

$$\Delta\sigma_v \geq 3S_u$$

Si se dan estas circunstancias, el cálculo de los esfuerzos inducidos sobre los pilotes puede llevarse a cabo siguiendo los procedimientos descritos por Oteo (1980).

8.4

Cimentaciones superficiales en roca

Método de Serrano y Olalla

De la misma manera que en cimentaciones en suelos se calcula la carga de hundimiento utilizando el criterio de Mohr-Coulomb, se puede obtener la carga que produce deformaciones plásticas en un macizo rocoso según el método analítico desarrollado por Serrano y Olalla (2001), en aquellos casos en los que el medio rocoso es homogéneo e isótropo; es decir, los grupos I, IV y V de Hoek y Brown mostrados en la Figura 8.36, cuyo comportamiento sigue el criterio de rotura de estos autores.

Para casos simplificados, el método analítico citado se encuentra resuelto mediante ábacos de entrada directa. La definición geométrica empleada se representa en la Figura 8.37, donde:

- P_h : carga de hundimiento buscada.
- i_2 : inclinación de la carga con respecto a la vertical.
- σ_1 : presión vertical actuante en el «contorno 1», situado junto a la cimentación; corresponde en el caso simplificado a la sobrecarga de tierras por encima de la base de la zapata.
- α : inclinación de la superficie del terreno junto a la zapata (contorno 1).

La expresión que proporciona la carga de hundimiento, P_h , es:

$$P_h = \beta(N_\beta - \zeta)$$

en donde:

$$\beta = \frac{m\sigma_{ci}}{8} = \frac{m_i\sigma_{ci}}{8} \exp \frac{RMR - 100}{28}$$

$$\zeta = \frac{8s}{m^2} = \frac{8}{m_i^2} \exp \frac{RMR - 100}{25,2}$$

siendo m , s y m_i los parámetros del criterio de Hoek y Brown y σ_{ci} el valor de la resistencia a compresión

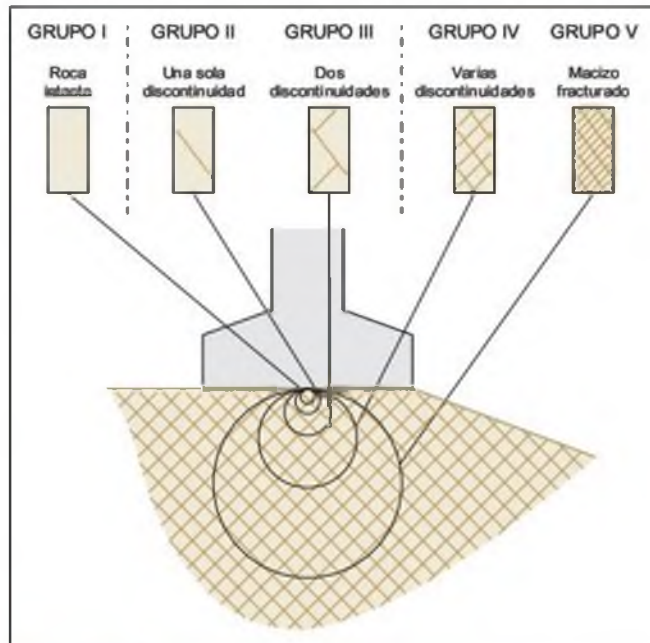


Figura 8.36 Representación simplificada de la influencia de la escala en el comportamiento del macizo rocoso para el diseño de cimentaciones superficiales.

simple de la matriz rocosa (ver Apartado 3.6 del Capítulo 3).

El coeficiente de carga N_β es una generalización de los parámetros N_c y N_q de Prandtl; es función de la inclinación del terreno, de la inclinación de las cargas y de la sobrecarga externa normalizada actuando alrededor de la zapata, σ_{01}^* :

$$\sigma_{01}^* = \frac{\sigma_1}{\beta} + \xi$$

En la Figura 8.38 se muestran los valores de N_β cuando el terreno es horizontal y siendo el eje de abscisas la sobrecarga externa. Para situaciones más complejas se remite a Serrano y Olalla (1993).

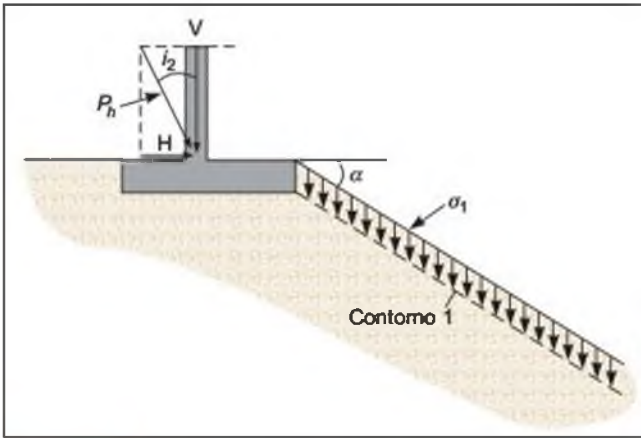


Figura 8.37 Definición geométrica empleada en la determinación de las presiones admisibles en roca por métodos analíticos simplificados.

En la anterior expresión de P_h no se tiene en cuenta el efecto del peso propio del terreno, que puede ser muy beneficioso en cimentaciones de grandes dimensiones. Cuando el medio rocoso es anisótropo se puede tener en cuenta su influencia por medio de un factor de reducción función de la orientación de la familia de discontinuidades y de su resistencia, descrito en Serrano y Olalla (2001).

Sin entrar en consideraciones respecto al análisis de asentos, que podrían determinar en algún caso singular el diseño de las cimentaciones en roca, es necesario establecer la **carga admisible**, dividiendo la carga de hundimiento, P_h , por un **coeficiente de seguridad global**, F , que puede expresarse como el producto de dos factores:

$$F = F_p F_m$$

El factor F_p considera las variaciones estadísticas de los parámetros de la roca y su magnitud está también vinculada a la probabilidad de rotura del cimiento. El factor F_m cubre la posibilidad de que la rotura por fragilidad, de una parte o de la totalidad del cimiento, no se ajuste al modelo de Hoek y Brown.

En la Figura 8.39 se muestran los coeficientes de seguridad parcial, F_p , a utilizar, en función del valor del índice RMR y de la resistencia a compresión simple, σ_c , para una probabilidad de rotura $< 10^{-4}$.

El coeficiente de seguridad parcial F_m , depende de las incertidumbres relacionadas con el criterio plástico. En el caso de pequeñas cimentaciones sobre ma-

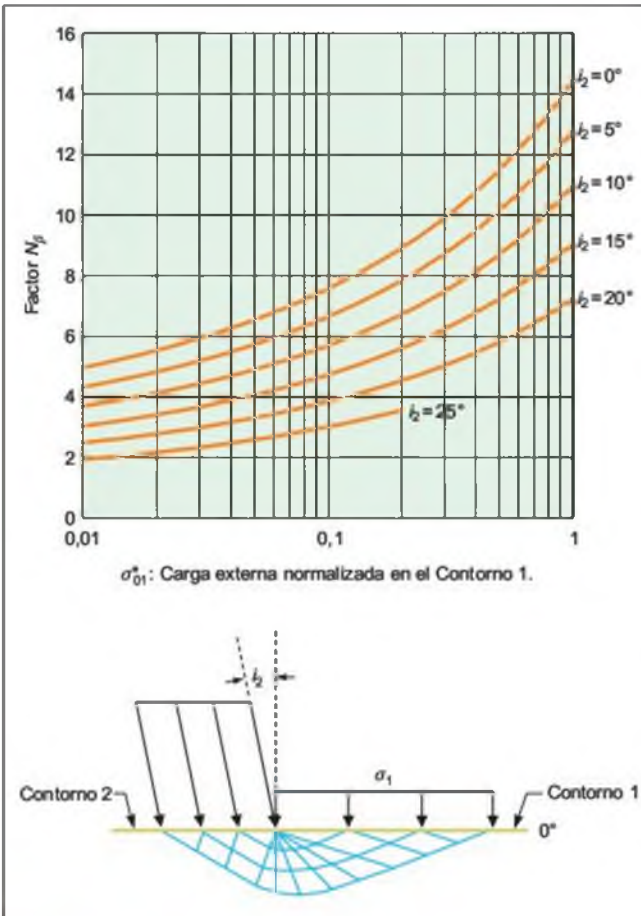


Figura 8.38 Valores del coeficiente de carga de hundimiento N_p en función de la carga exterior normalizada y del ángulo de inclinación de las cargas (superficie del terreno horizontal $\alpha = 0^\circ$).

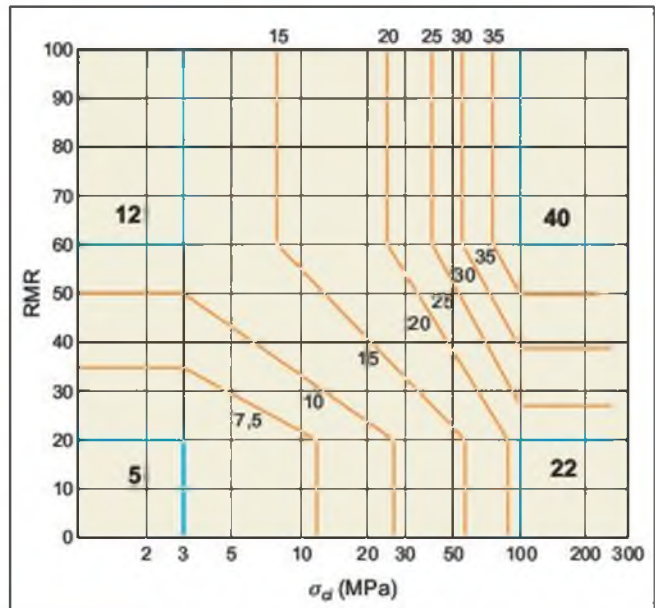


Figura 8.39 Coeficientes de seguridad parcial, F_p , para una probabilidad de rotura $< 10^{-4}$ (Serrano y Olalla, 1996).

cizos rocosos del grupo I (Figura 8.36), debe tenerse en cuenta el comportamiento frágil de la roca; si $\sigma_{ci} > 100$ MPa, el macizo rocoso es de respuesta frágil y han de adoptarse órdenes de magnitud de F_m en torno a 5 u 8. El tipo de rotura del macizo rocoso puede considerarse como plástico (dúctil) para $\sigma_{ci} < 12,5$ MPa y no es necesario incorporar ningún

coeficiente de seguridad relacionado con este motivo ($F_m \cong 1$).

Cuando la roca se encuentra muy fracturada y diaclasada, el comportamiento de las cimentaciones no es frágil y no existe motivo para adoptar un factor de seguridad parcial especial para F_m (grupos IV y V de Hoek y Brown).

8.5

Cimentaciones en condiciones geológicas complejas

La cimentación de una estructura requiere que las condiciones geológicas sean estables, lo que implica, en primer lugar, que el emplazamiento esté **exento de riesgos geológicos activos**, o bien, que si estos riesgos son de naturaleza aleatoria o recurrente, el diseño estructural tenga en cuenta sus posibles acciones (ver Capítulo 13). En segundo lugar, la cimentación también debe ser estable frente a posibles **problemas geológico-geotécnicos**, que sin llegar al alcance de los citados riesgos, hagan necesaria la adopción de medidas especiales de cimentación y/o tratamientos de mejora del terreno. Estos problemas se suelen dar en las siguientes circunstancias:

- Heterogeneidad litológica**, con materiales de muy distinta resistencia y deformabilidad dentro de la misma área de cimentación.
- Sustrato resistente profundo** respecto a la cota de cimentación, lo que implica, a veces, soluciones de cimentaciones profundas o cimentaciones superficiales más costosas de las habituales.
- Factores geoambientales adversos**, como nivel freático alto, fuerzas de filtración importantes, terrenos en pendiente acusada, aguas o materiales agresivos, etc.
- Rellenos antrópicos** incontrolados y vertederos de muy baja resistencia y errática geometría.
- Problemas geológicos**, como cavidades, suelos muy blandos, expansivos, colapsables, solubles, etc.

Los puntos a), b) y c) no suelen requerir soluciones de cimentación fuera de lo habitual, resolviéndose a partir de los procedimientos convencionales (pilotes, losas, agotamiento de acuíferos, etc). Sin embargo, los puntos d) y e) requieren medidas especiales y tratamientos del terreno.

Los problemas geológico-geotécnicos más frecuentes en cimentaciones, en países como España, son los siguientes:

- Arcillas expansivas.
- Suelos colapsables.
- Cavidades kársticas y volcánicas.
- Suelos blandos muy compresibles.
- Rellenos antrópicos.

A continuación se describen algunas de las soluciones más características ante los citados problemas.

Suelos expansivos

Como se ha indicado en el Capítulo 2, el problema de la expansividad va unido a la presencia de minerales esmectíticos y a la posibilidad de cambios de humedad en el suelo, lo que a su vez está condicionado a que el ambiente circundante cambie cíclicamente de humedad. En ciertas zonas de Andalucía, donde el clima es semiárido, durante las largas temporadas de sequía el terreno va perdiendo agua por evaporación, lo que produce una contracción y fisuración superficial; posteriormente, cuando acaba la sequía, el agua de escorrentía penetra en las fisuras, satura la arcilla y origina un aumento de volumen de la llamada «**capa activa**» o zona afectada por las modificaciones climáticas.

Estos cambios de volumen (contracción y expansión) también pueden producirse localmente al construirse viviendas en estaciones o periodos secos o húmedos (al cambiar las condiciones de evapotranspiración bajo el edificio), por fugas de conducciones, por la presencia de vegetación y árboles (cuyas raíces pueden dar lugar a cambios de humedad bajo edificios), etc. Tan peligrosa es la expansividad como la retracción del suelo, sobre todo en obras ligeras (vi-

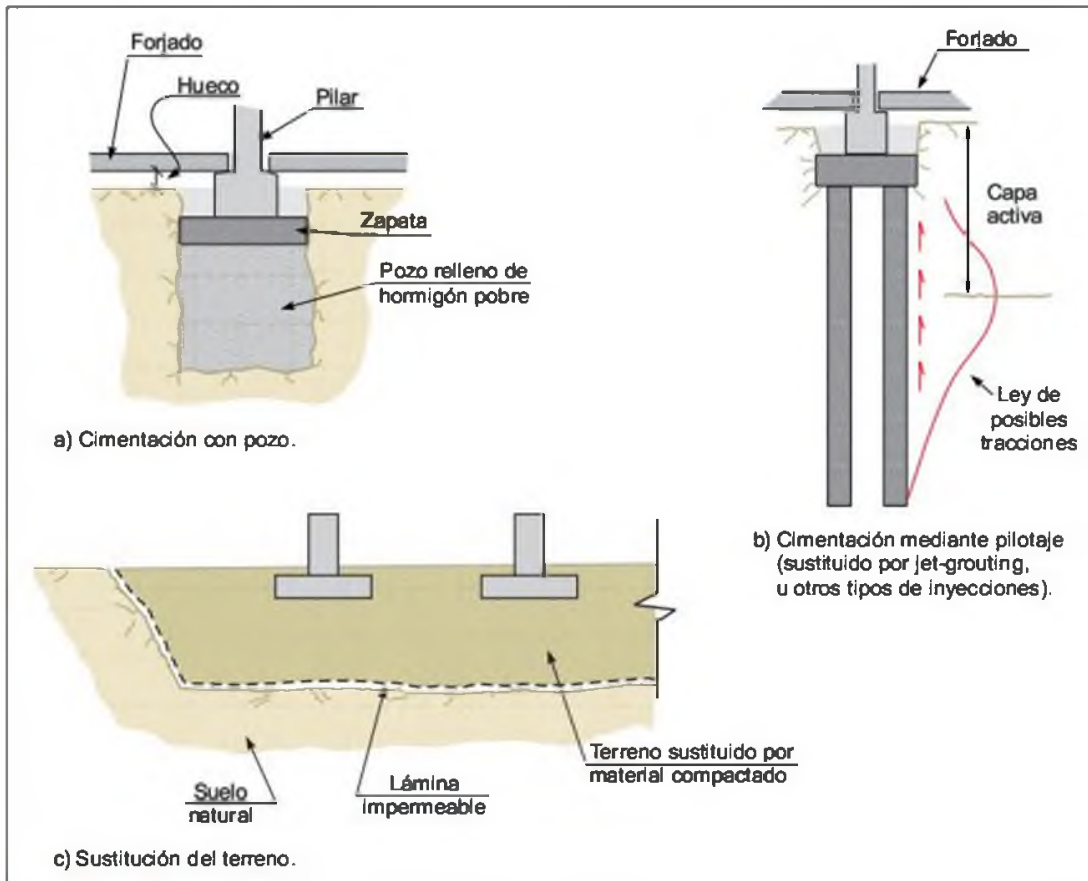


Figura 8.40 Posibles soluciones de cimentación en suelos expansivos.

viendas de una o dos plantas, explanaciones para ferrocarriles y carreteras, etc.), ya que lo perjudicial es el cambio de volumen y no su signo.

En las cimentaciones de estructuras se utilizan varios tipos de soluciones frente a este problema (Figura 8.40):

- **Pozos rellenos de hormigón pobre u hormigón de cal** que atraviesan la «capa activa», alcanzando profundidades mínimas del orden de 4 m; encima del relleno se dispone la verdadera zapata, sobre la que se apoya un forjado estructural en la planta inferior del edificio, aislando éste del terreno (dejando un hueco o cámara bufa, disponiendo planchas de poliestireno expandido, etc.).
- **Pilotajes y micropilotajes** (normalmente *in situ*) que atraviesen la «capa activa» (que en algunos países, como en Sudáfrica, puede llegar a 15 m de espesor), de forma que los pilotes queden «anclados» en una zona que no experimente cambios de volumen; los pilotes deben poder trabajar a tracción, ya que el cambio de volumen del terreno superior tiende a levantar-

los, lo que evita la zona de «anclaje»; también debe disponerse un forjado resistente en planta baja.

- **Sustitución del terreno expansivo superficial** (en la «capa activa») por un material de aportación, grueso e inactivo, colocando una lámina impermeable entre terreno y material, de forma que no se produzcan entradas de agua en zonas profundas; esta solución es muy empleada en el caso de apoyo de estructuras de gran superficie y poca carga, como puede ser una estructura viaria, en la que, además, se dan sobre-anchos para evitar esa penetración del agua bajo la plataforma viaria. El terreno de aportación podría ser la misma arcilla expansiva compactada adecuadamente (con rodillo de «pata de cabra» y del lado húmedo) o bien con adición de cal.

Además deben cuidarse todas las conducciones y acometidas que lleven agua, disponiendo juntas flexibles que permitan movimientos, colocándolas en el interior de zanjas con relleno granular no muy compacto (para que pueda absorber ciertos cambios de

volumen), evitar riegos cerca de las estructuras, eliminar vegetación con raíces grandes, etc.

En algunas obras de carretera, en el caso de desmontes, ha dado buen resultado sellar el fondo de las trincheras en arcillas expansivas con la propia arcilla tratada con un 2,25% de cal, constituyendo un «sellado» resistente e impermeable; en otras ocasiones se ha usado este tratamiento con cal para realizar terraplenes sobre los que se asientan autopistas (como la M-45 de Madrid).

Suelos colapsables

En este caso el cambio de volumen es negativo y se puede originar por:

- Humectación y eliminación de presiones intersticiales negativas que se producen alrededor de contactos de granos en los meniscos que forma el agua en un suelo semisaturado; la saturación disminuye la presión efectiva y da lugar a disminuciones de volumen que pueden llegar al 5-7 % (por ejemplo, en las arenas terciarias del centro de España cuando son vertidas sin compactar).
- Concentración de tensiones en contactos de granos que dan lugar a su rotura (colapso estructural), como puede ocurrir en escolleras y rellenos con aglomerados volcánicos, por altura excesiva de relleno, durante una inundación, etc.
- Disolución de puentes de unión entre partículas limosas, por inundación, como sucede en el limo yesífero y en el loess, provocando fuertes disminuciones de volumen.

Las soluciones de cimentación para los dos primeros casos pueden ser de varios tipos:

- **Remover el material** y volver a compactarlo adecuadamente. En el caso de las arenas del Plioceno del centro de España, como en los limos yesíferos de Aragón, este procedimiento puede dar lugar a un resultado aceptable (de mejor calidad en el primer tipo de terreno); en el caso de los limos yesíferos la sustitución puede hacerse con el mismo material (la densidad seca puede pasar de 1,15-1,25 g/cm³ en estado natural a 1,70-1,75 g/cm³ en estado bien compactado) o con otro de aportación, según la calidad de la estructura a cimentar. En cualquier caso hay que asegurar que el agua no llegue a la parte profunda, no sustituida, mediante láminas, tratamientos superficiales de impermeabilización, etc.
- **Compactación** desde superficie de una zona del terreno, utilizando técnicas como la de

compactación dinámica, cuyo resultado suele ser más eficaz en el caso de arenas que en el de limos yesíferos.

- Utilizar **columnas de grava** que, al ser construidas con adición de agua, producen un colapso de la masa del terreno y, a la vez, lo dejan más resistente gracias a la aportación de grava y a su compactación.
- Refuerzo del terreno mediante **inyecciones** de lechada de cemento, creando una estructura térrica más rígida que la inicial, aunque suelen inducir un colapso apreciable del terreno durante su realización.
- Recurrir a las clásicas soluciones de **cimentación profunda** (pilotes, micropilotes, etc.).

En el caso de colapso estructural, la solución pasa por transformar el material, bien rigidizando el conjunto mediante inyecciones (con tubos-manguitos, jet-grouting, etc.), que dan una mayor cohesión aparente al terreno y disminuyen la superficie de contacto, bien produciendo una cierta transformación del material durante su manejo, transporte y compactación (por sobrecompactación y utilización de maquinaria adecuada), cuando es para pedraplenes, o bien por remoción y sobrecompactación en terrenos naturales, como se ha realizado en diversas obras en las Islas Canarias.

Cavidades kársticas

Suelen presentarse en dos tipos diferentes de terrenos:

- En **materiales yesíferos y salinos**, donde las simas y cavidades se producen por disolución bastante rápida (ver Apartado 11.7 del Capítulo 11). En el caso de los limos yesíferos del Valle del Ebro (generalmente bajo una capa de gravas compactas o de material cementado) parte de las simas están rellenas por limos yesíferos muy blandos y húmedos; cerca de Zaragoza estos fenómenos han dado lugar a hundimientos de instalaciones agrarias, edificios e industrias, carreteras, etc.; en el término municipal de Las Simas (a unos 30 km de Zaragoza) se produjo un hundimiento de unos 30 m de diámetro en superficie.
- En **materiales calcáreos**, la circulación del agua da lugar a la formación lenta de simas y grutas, a veces de gran tamaño, pero que pueden ser estables durante mucho tiempo dada la resistencia de la roca; en los páramos calcáreos de la zona de Torija, en Guadalajara, se han detectado cavernas de hasta 7 m de diámetro cerca de la superficie.

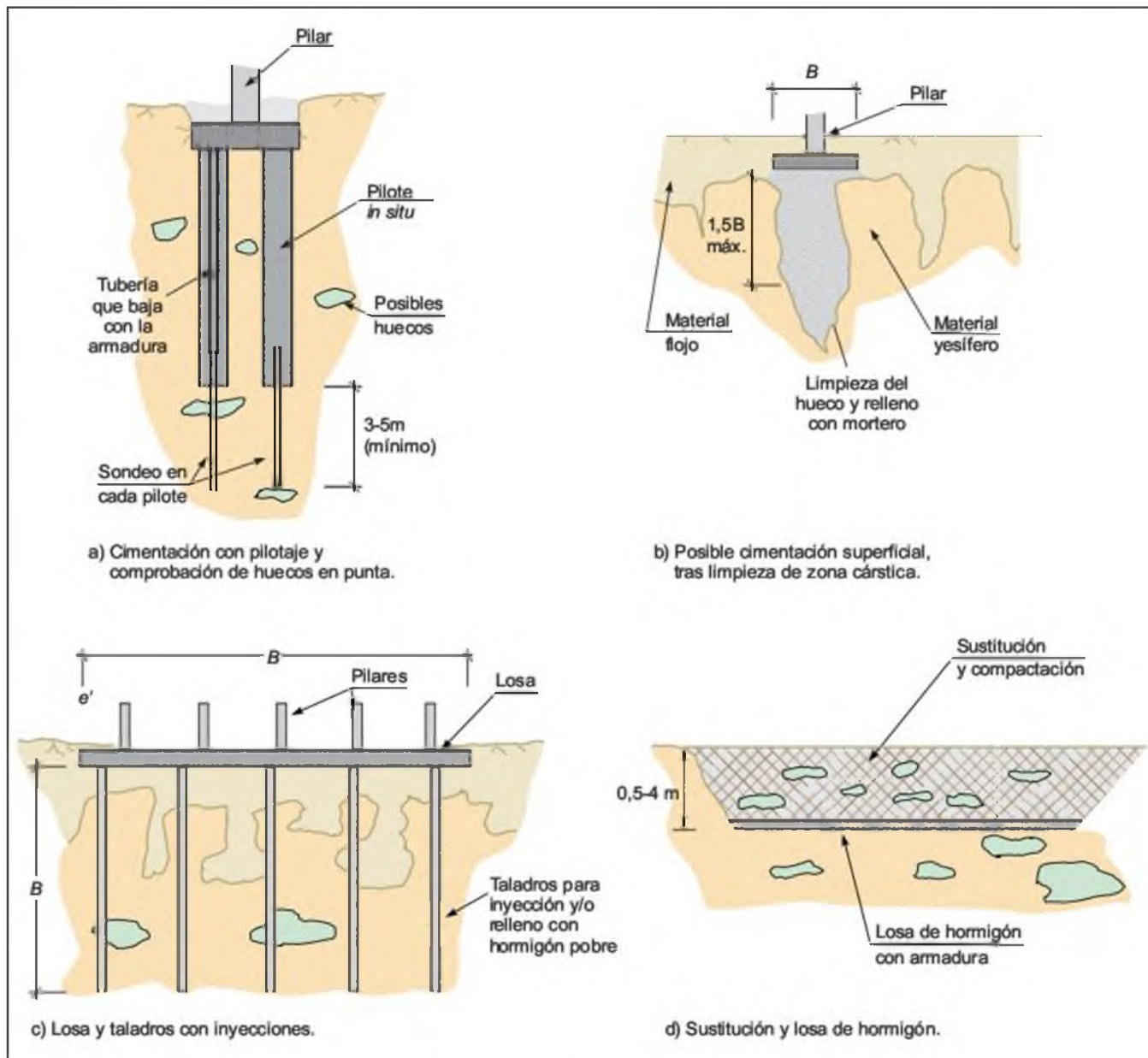


Figura 8.41 Algunas posibles soluciones de cimentación en zonas karsticas.

En el primer tipo de karstificación (donde se producen fenómenos de colapso) suele recurrirse a la utilización de cimentaciones profundas (confían al fuste toda la resistencia por si hubiera un hueco cerca de la punta), o, en caso de detectarse cavidades, al tratamiento de inyecciones (Figura 8.41). Otra solución es la remoción de la zona afectada y su sustitución, bien por el mismo terreno compactado o por otro de aportación; en caso de karst en yeso duro, lo más indicado es limpiar las zonas blandas y rellenarlas de hormigón pobre.

En el segundo caso (karst calcáreo) se han utilizado diferentes tipos de soluciones, además de las anteriores (Figura 8.41):

- La utilización de **losas de cimentación**, para repartir mejor las cargas, y realización de taladros para rellenar huecos en una profundidad similar a la anchura del cimientado, mediante jet-grouting e inyecciones de lechada de cemento con tubos-manguito y/o taladros de diámetro mayor de 225 mm por los que se vierte hormi-

gón pobre, según las dimensiones, como se ha hecho en algunos casos en karst calizos del norte de España o en cimentaciones de puentes en la zona sur de Madrid.

- Cuando los huecos se concentran cerca de la superficie, se puede proceder a excavar un cierto espesor de terreno (entre 0,5 y 4 m), disponer en el fondo de la excavación una losa de hormigón, armada con una malla ligera (de forma que resista el momento flector correspondiente a un hueco de 3-4 m de diámetro), y rellenar posteriormente con el material excavado o de aportación; esta solución se ha utilizado en karst en yeso duro (como por ejemplo en la autopista M-45 al sur de Madrid).

Cavidades en rocas volcánicas

En determinadas formaciones volcánicas la presencia de cavidades es relativamente frecuente, aunque la mayoría son de pequeño tamaño. Entre las coladas de basaltos escoriáceos se forman huecos de muy variado volumen, con mayor desarrollo horizontal que altura y geometría irregular, con tendencia a formar «burbujas» o «lentejones». Las cuevas y «tubos volcánicos» son menos frecuentes, pero su tamaño puede ser muy grande (por ejemplo en Los Jameos del Agua, en Lanzarote).

El principal problema de estas cavidades es su detección, lo que obliga a realizar investigaciones *in situ* muy detalladas y numerosas. Las técnicas más utilizadas son los sondeos a rotación y los taladros a rotopercusión. La utilización de cámaras de vídeo en el interior de estos reconocimientos puede ser muy útil (ver Figura 14.41 del Capítulo 14). Los métodos geofísicos en zonas volcánicas pueden no ser resolutivos, aunque el georadar y la gravimetría se han utilizado en ocasiones con buenos resultados.

Las soluciones en este tipo de cavidades de materiales volcánicos incluyen el relleno con hormigón de

la cavidad, transferir la carga de la estructura a una capa resistente mediante micropilotes o pilotes, construcción de losas, inyección de cavidades, etc.

Rellenos antrópicos

Los rellenos antrópicos incontrolados y vertederos constituyen un material muy abundante en las ciudades y su periferia. Dada su heterogeneidad y muy baja compactación, son depósitos altamente densificables y con riesgo de colapso, incluso bajo cargas pequeñas. En general, la solución más habitual consiste en apoyar la estructura sobre pilotes o pozos transfiriendo la carga al sustrato resistente, teniendo en cuenta el efecto de rozamiento negativo a que dan lugar estos rellenos. Si son de poco espesor la mejor solución es su eliminación.

En algunas ocasiones se han tratado con inyecciones convencionales, «jet-grouting», compactación dinámica, precarga y otros sistemas de mejora del terreno. Cuando se dan colapsos en los rellenos, las medidas que se adoptan son las descritas anteriormente para los suelos colapsables.

Suelos blandos

Los suelos blandos muy compresibles no son aptos para apoyar directamente sobre ellos cimentaciones. La solución habitual es utilizar pilotes apoyados sobre un nivel resistente. Estos suelos pueden dar lugar a rozamiento negativo. Dependiendo del tipo de estructura y de los asientos admisibles, en ocasiones se han utilizado columnas de grava para acelerar el proceso de consolidación, o se han vertido escolleras. También es frecuente la realización de precargas o sobrecargas para consolidar el terreno de cimentación de obras de tierras.

8.6

Reconocimientos geotécnicos

Una de las cuestiones básicas en los reconocimientos geotécnicos para cimentaciones es obtener la información geológica y geotécnica del terreno necesaria para calcular la capacidad portante, asientos y demás fac-

tores determinantes del comportamiento mecánico del suelo o macizo rocoso. Del resultado de estos reconocimientos dependen no solo la seguridad de la estructura, sino la idoneidad técnico-económica de la

solución de cimentación adoptada. A lo largo de los Capítulos 1 y 6 se ha insistido sobre la necesidad e importancia de los estudios geotécnicos. En la cimentación de edificios esta necesidad es, además de obligatoria, altamente rentable, pues se evitan costes imprevistos y retrasos, que pueden repercutir en la viabilidad del proyecto.

Los objetivos que debe reunir una investigación geotécnica para el estudio de cimentaciones son los siguientes:

- Conocer la naturaleza de los suelos o rocas que forman el terreno de cimentación en la profundidad que pueda verse afectada por las obras, así como la disposición y espesor de las diferentes formaciones litológicas.
- Determinar las propiedades de identificación, deformabilidad y resistencia de los suelos o rocas que constituyen cada una de las formaciones.
- Conocer la profundidad del nivel freático y las condiciones hidrogeológicas (presiones piezométricas, red de flujo, variaciones del nivel freático, etc.); en determinados casos (por ejemplo, si se prevé la necesidad de agotamientos), determinar la permeabilidad del terreno.
- Detectar la posible existencia de anomalías, tales como cavidades, galerías de captación de agua, restos de cimentaciones antiguas, pozos u otras excavaciones, etc.
- Detectar la posible presencia de suelos inestables, tales como arcillas expansivas, suelos colapsables, rellenos mal compactados o flojos, suelos solubles, etc.
- Averiguar la eventual agresividad de los componentes químicos de las aguas freáticas o del suelo a los materiales de construcción.
- Localizar servicios tales como pozos, colectores, galerías y obras subterráneas, líneas eléctricas, conducciones de agua, etc.
- Detectar los posibles problemas geológicos y averiguar su posible trascendencia (deslizamientos, fallas activas, zonas de karstificación, dolinas, hundimientos, paleocauces, etc.).
- Conocer la experiencia constructiva local en lo que se refiere a excavaciones, taludes, muros o estructuras de contención, agotamientos y tipos y profundidades habituales de cimentación; en particular, averiguar cómo son y en qué estado se encuentran las cimentaciones de los edificios colindantes, que pueden verse afectados por las obras que se proyecta realizar.
- Determinar la posibilidad de emplear los productos de excavación para la formación de terraplenes compactados, rellenos de trasdós de muros, áridos para hormigones, etc.

- Investigar los posibles accidentes durante la construcción de obras similares, en relación con el terreno, tales como desprendimientos en excavaciones no entibadas por alteración de los suelos expuestos al aire u otras causas, roturas de entibaciones, socavaciones, etc.

Los métodos de investigación del terreno se han descrito en el Capítulo 6, y los parámetros geotécnicos necesarios para el cálculo de cimentaciones han sido objeto de los apartados anteriores, por lo que a partir del conocimiento de estos métodos y parámetros podría definirse el tipo de investigación, profundidad de las mismas y número de ellas. Sin embargo, la complejidad del medio geológico, tanto por su heterogeneidad y anisotropía, como por la gran variedad de posibles estructuras a cimentar, cargas, profundidad de cimentación, etc., determina que cada estudio geotécnico de cimentación sea diferente y, por tanto, deba ser analizado individualmente.

La **metodología** a seguir en el proyecto geotécnico de una cimentación es, habitualmente, la siguiente:

1. **Condiciones de la estructura a cimentar.**
 - Situación y plano de cimentación.
 - Cota y profundidad de cimentación.
 - Tensiones y distribución de cargas al terreno, excavaciones, etc.
2. **Reconocimiento geotécnico del terreno.**
 - Revisión bibliográfica y experiencia local.
 - Reconocimiento geológico-geotécnico.
 - Investigaciones *in situ*.
3. **Estudio geotécnico.**
 - Análisis de la resistencia y deformabilidad del terreno.
 - Tipo de cimentación recomendada.
 - Cargas admisibles y cota de cimentación.
 - Recomendaciones constructivas.
4. **Diseño de la cimentación.**
 - Cálculo de la cimentación.
 - Dimensionamiento de los elementos estructurales.
 - Soluciones constructivas.
 - Estimación de costes.
5. **Control geotécnico durante la construcción.**
 - Observación directa de excavaciones.
 - Ensayos complementarios y de control.
 - Verificación del proyecto y adopción de medidas adicionales.

Los **reconocimientos geotécnicos** se deben realizar en las siguientes fases:

1. **Estudios previos.**
 - Reconocimiento geológico-geotécnico preliminar.

- Revisión bibliográfica y experiencia local.
- Calicatas y ocasionalmente sondeos.
- 2. **Reconocimientos de anteproyecto.**
 - Sondeos, calicatas y penetraciones dinámicas.
 - Geofísica.
 - Ensayos de laboratorio.
- 3. **Reconocimientos de proyecto.**
 - Sondeos complementarios.
 - Ensayos *in situ* (placa de carga, presiómetros, ensayos de permeabilidad, etc.).
 - Ensayos complementarios de laboratorio.
- 4. **Reconocimientos durante la construcción.**
 - Ensayos de control (placa de carga, ensayos de penetración, ensayos de compactación, etc.).

En función del **tipo de proyecto** los estudios geotécnicos pueden dividirse en los siguientes grupos:

- **Grandes superficies** (urbanizaciones, centros comerciales, etc.) y **edificios singulares** que por su extensión, altura o destino así se consideren. En estos casos deben realizarse todas las fases anteriormente citadas. Los trabajos se inician con un estudio previo donde se evalúan las condiciones generales del terreno de cimentación. En la fase de anteproyecto se evalúa la tipología de la cimentación y se determinan los problemas geológicos-geotécnicos que pueden incidir en las soluciones técnicas y el coste de las mismas. En la fase de proyecto se especifican las cimentaciones, cargas y soluciones constructivas, y durante la obra se verifican las soluciones del proyecto. A veces por razones de plazos, o bien ante condiciones geológicas simples y homogéneas, no es necesario proceder con todas las fases anteriormente citadas, pudiéndose unir los estudios previos y los de anteproyecto.
- **Edificaciones convencionales.** En general se siguen las mismas fases anteriores pero más simplificadas y agrupadas en una o dos fases, siendo muy recomendable efectuar el estudio previo como fase inicial. Cuando las condiciones geológicas sean simples y el tipo de estructura no presente particularidades de incidencia geotécnica, los reconocimientos pueden efectuarse en una sola etapa.

Coste de las investigaciones geotécnicas. Como consecuencia de las anteriores consideraciones no es posible fijar un coste idóneo para los reconocimientos geotécnicos, pues éstos dependen del grado de complejidad geológica y del tipo de proyecto. Basándose en la experiencia (España y países de su entorno euro-

peo), los presupuestos mínimos dedicados a los reconocimientos pueden ser del siguiente orden:

- Grandes superficies y edificios singulares: 0,5 al 1 % del coste de ejecución por contrata de la obra.
- Edificios convencionales: 0,3 al 0,5 % del referido coste.
- Si las condiciones geológicas son complejas (ver el Apartado anterior) estos presupuestos pueden llegar a duplicarse.

Número y profundidad de los reconocimientos.

La decisión sobre el número y profundidad de los reconocimientos es otra cuestión que corresponde al criterio del profesional geotécnico, quien decide en virtud de la heterogeneidad litológica, profundidad estimada del nivel resistente, posibilidad de encontrar problemas geológicos, tipo de estructuras, cargas, etc. Como guía puede seguirse el **Eurocódigo 7 (1997)** que recomienda lo siguiente:

- En el caso de estructuras que cubran un gran área, los puntos de exploración se deben situar según nodos de una malla; la distancia entre los puntos estará entre 20 y 40 m. Si las condiciones del suelo son uniformes, los sondeos o catas pueden ser parcialmente sustituidos por ensayos de penetración o pruebas geofísicas.
- Para cimentaciones por zapatas aisladas o corridas, la profundidad de las exploraciones o sondeos por debajo del nivel de cimentación previsto será normalmente entre 1 y 3 veces la anchura de los elementos de cimentación; se deben alcanzar, en algunos puntos de exploración, profundidades mayores para estudiar los asientos, así como posibles problemas con el agua subterránea.
- En el caso de cimentaciones por losa de hormigón, la profundidad de los ensayos *in situ* o sondeos debe ser igual o superior a la anchura de la cimentación, a menos que el substrato rocoso se encuentre a menor profundidad.
- Para cimentaciones por pilotes se deben realizar sondeos, ensayos de penetración u otros ensayos *in situ*, de forma que se exploren las condiciones del terreno hasta una profundidad por debajo de la punta del pilote que garantice la seguridad, normalmente 5 veces el diámetro del fuste del pilote; sin embargo, hay casos en que se necesitan investigaciones o sondeos más profundos. También se requiere que la profundidad de la investigación sea mayor que el lado menor del rectángulo que circunscribe el grupo de pilotes que forma la cimentación al nivel de la punta de los pilotes.

Los resultados de la investigación geotécnica se recogen en el **informe geotécnico** que debería contener datos suficientes para:

1. Elegir el tipo de cimentación más adecuada y los métodos constructivos.
2. Fijar el nivel o los niveles de apoyo de los cimientos o las condiciones para establecerlos con precisión durante el transcurso de las obras.
3. Determinar las presiones admisibles, en caso de cimentaciones directas, o las resistencias por fuste y por punta, en caso de pilotajes.
4. Estimar la magnitud de los asentos.
5. Adoptar medidas que eviten posibles daños estructurales por agresividad al hormigón o expansividad, colapsabilidad de suelos, etc.

6. Establecer los procedimientos de excavación y dimensionamiento de muros, pantallas u otros elementos de contención de tierras.

Para poder dar respuesta a todos estos aspectos se debe disponer de datos suficientes sobre la tipología de la estructura a cimentar, cargas, separación entre pilares, sótanos, etc.

Las normas y recomendaciones aplicables en España donde se amplían estos aspectos, son las siguientes:

- Norma Tecnológica de la Edificación. Cimentaciones, Estudios Geotécnicos NTE-CEG/75.
- Norma Básica de la Edificación NBE-AE88.
- Eurocódigo 7: Proyecto Geotécnico (1997).

Bibliografía recomendada

- Jiménez Salas, J. A., Justo Alpañés, J. L. y Serrano González, A. (1976). Geotecnia y cimientos II. Ed. Rueda. Madrid.
- Jiménez Salas, J. A. y otros autores (1980). Geotecnia y cimientos III, Primera Parte. Ed. Rueda. Madrid.
- Rodríguez Ortiz, J. M., Serra, J. y Oteo, C. (1972). Curso aplicado de cimentaciones. Colegio Oficial de Arquitectos de Madrid. 4.ª edición.
- Simons, N. E. and Menzies, B. K. (2000). A short course on foundation engineering. Thomas Telford, Londres.

Referencias bibliográficas

- Bjerrum, L. (1973). Problems of soil mechanics and construction on soft soils. 8.º ICSMFE. Moscú. Vol. 2, pp 27-34.
- Brinch Hansen, J. (1970). A revised and extended formula for bearing capacity. Danish Geotechnical Institute, Bulletin n.º 28.
- Burland, J. B., Broms, B. and De Mello, V. F. B. (1977). Behaviour of foundations and structures. State-of-the-art report. Session 2. Proc. 9º ICSMFE. Tokyo. Vol. 2, pp. 495-546.
- Burland, J. B. and Burbridge, M. C. (1985) Settlement of foundations on sand and gravel. Proceedings Institution of Civil Engineers 78 (Dec), pp. 1325-81.
- Calavera, J. (1987). Cálculo de estructuras de cimentación. 2.ª edición. INTEMAC.
- Eurocódigo 7 (1997). Proyecto geotécnico. Parte 1. Reglas generales. Aenor. Edición de 1999. Madrid.
- Jiménez Salas, J. A., Justo Alpañés, J. L. y Serrano González, A. (1976). Geotecnia y cimientos II. Ed. Rueda. Madrid.

- Jiménez Salas, J. A. (1992a). Asientos de cimentaciones sobre arcillas rígidas. Primera parte. Comportamiento de arcillas rígidas. Revista de Obras Públicas. N.º 3.311. Año 139, junio. Madrid.
- Jiménez Salas, J. A. (1992b). Asientos de cimentaciones sobre arcillas rígidas. Segunda parte. Cálculo de los asentos. Revista de Obras Públicas. N.º 3.315. Año 139, noviembre. Madrid.
- N.T.E. (1989). Acondicionamiento del terreno. Cimentaciones. A + C. Dirección General para la Vivienda y Arquitectura. MOPU.
- Oteo, C. (1980). Pilotajes. En: Geotecnia y cimientos III, Parte I. Capítulo 3. Jiménez Salas y otros. Ed. Rueda. Madrid.
- Peck, R. B., Hanson, W. E. and Thornburn, T. H. (1967). Foundation engineering, 2nd Ed. John Wiley & Sons, New York, pp. 341-347.
- Poulos, H. G. and Davis, E. H. (1974). Elastic solutions for soil and rock mechanics. John Wiley and Sons. New York.
- Serrano, A. y Olalla, C. (1993). Cargas de hundimiento en macizos rocosos. Monografías. CEDEX. Madrid.
- Serrano, A. y Olalla, C. (1996). Cargas admisibles de cimentaciones en roca basadas en un criterio de rotura no lineal. Monografía CEDEX, N.º M-54. Ministerio de Fomento. Madrid.
- Serrano, A. y Olalla, C. (2001). Cálculo de cimentaciones superficiales en roca. Ingeopres. N.º 90. Madrid.
- Tomlinson, M. J. (1986) Foundation design and construction. Longman Scientific and Technical. 5.º edition.
- Uriel, A. (1982). Cimentaciones en la edificación. Escuela de la Edificación. Madrid.



CAPÍTULO 9

TALUDES

CONTENIDO

1. Introducción
2. Investigaciones *in situ*
3. Factores influyentes en la estabilidad
4. Tipos de rotura
5. Análisis de estabilidad
6. Medidas de estabilización
7. Instrumentación y control
8. Exvacación de taludes



9.1

Introducción

Las obras de infraestructura lineal (carreteras y ferrocarriles), canales, conducciones, explotaciones mineras, y en general cualquier construcción que requiera una superficie plana en una zona de pendiente, o alcanzar una profundidad determinada por debajo de la superficie, precisan la excavación de taludes (**desmontes** si dan lugar a un solo talud y **trincheras** si la excavación presenta un talud a cada lado). Los taludes (Figura 9.1) se construyen con la pendiente más elevada que permite la resistencia del terreno, manteniendo unas condiciones aceptables de estabilidad.

El diseño de taludes es uno de los aspectos más importantes de la ingeniería geológica, pues está presente en la mayoría de las actividades constructivas o extractivas.

En general, los taludes en ingeniería civil alcanzan alturas máximas de 40 ó 50 m (Figura 9.2), y se proyectan para ser estables a largo plazo. Sin embargo las cortas mineras pueden alcanzar profundidades de varios centenares de metros (Figura 9.3).

Los **taludes permanentes** para la construcción de infraestructuras o con fines de edificación se diseñan para ser estables a **largo plazo**, precisando medidas de estabilización complementarias cuando no sea posible realizar las excavaciones con las alturas y ángulos requeridos, por motivos económicos o de otro tipo. En minería el diseño de los taludes depende de la disposición y profundidad del yacimiento. Por lo general en yacimientos minerales no metálicos, dispuestos en capas horizontales o inclinadas, los taludes tienen **carácter temporal** y se proyectan para permanecer estables a **corto o medio plazo** (unos meses o

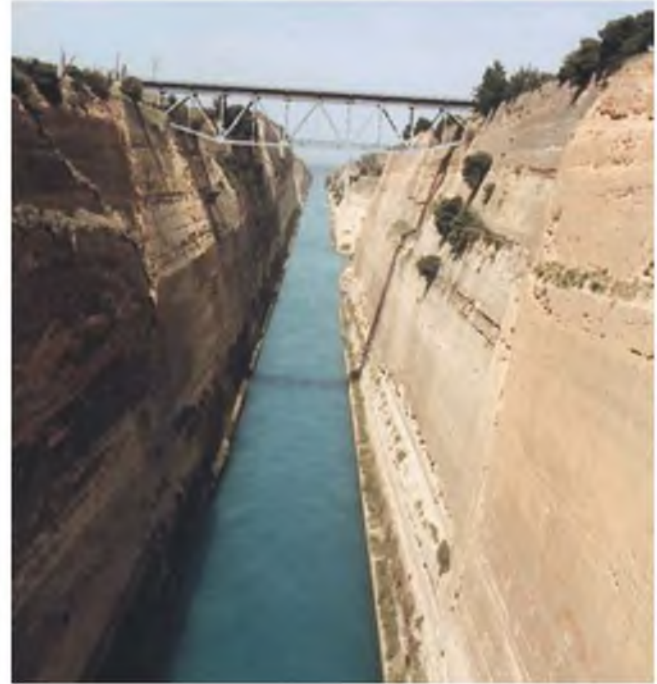


Figura 9.2 Taludes del canal de Corinto, Grecia, excavados manualmente en materiales limosos cementados y calcareníficos, afectados por fallas (foto M. Ferrer).

unos años), ya que tras la extracción del mineral la excavación se abandona o se rellena; en minería metálica, cuando el mineral no se presenta en capas, los taludes van modificándose al ir avanzando la excavación en profundidad y perímetro, aunque suelen mantenerse sus inclinaciones. Un caso particular son

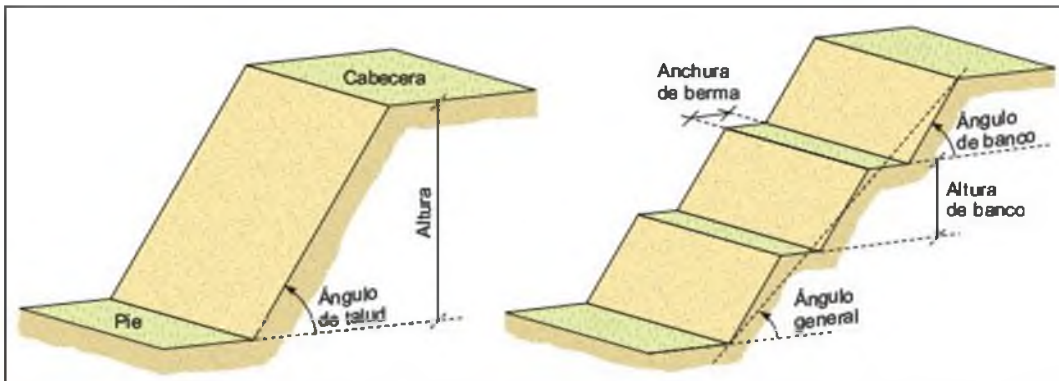


Figura 9.1 Talud con ángulo uniforme y talud excavado de forma escalonada con bermas y bancos.



Figura 9.3 Taludes de la mina Corta Atalaya, Río Tinto, Huelva, con más de 300 m de profundidad (cortesía de P. Gumiel).

las canteras, donde los frentes de excavación se van retranqueando continuamente, y donde, por lo general, las inestabilidades corresponden a bloques o conjuntos de bloques que se desprenden a favor de las discontinuidades de los macizos rocosos competentes que son explotados.

En el diseño y excavación de los taludes mineros los **criterios económicos** juegan un papel fundamental, siendo frecuente asumir cierto grado de riesgo de roturas locales o parciales en los taludes si éstas no ponen en peligro la seguridad de las personas ni el ritmo de los trabajos de extracción; en estos taludes temporales no se instalan sostenimientos o medidas de estabilización. Sin embargo, en ingeniería civil las tolerancias de movimientos en los taludes son muy restrictivas, al poder afectar a las estructuras que se construyen en su entorno, primando los **criterios de seguridad**.

Los estudios geológicos y geotécnicos de taludes están dirigidos al **diseño de taludes estables** en función de las condiciones requeridas (corto, medio o largo plazo, relación coste-seguridad, grado de riesgo aceptado, etc.) así como a la **estabilización de taludes inestables**.

Los **análisis de estabilidad** permiten diseñar los taludes, mediante el cálculo de su **factor de seguridad**, y definir el tipo de medidas correctoras o estabilizadoras que deben ser aplicadas en caso de roturas reales o potenciales. Es necesario el conocimiento geológico y geomecánico de los materiales que forman el talud, de los posibles modelos o mecanismos de rotura que pueden tener lugar y de los factores que influyen, condicionan y desencadenan las inestabilidades.

La **metodología** seguida en los estudios de estabilidad de taludes parte del conocimiento geológico, hidrogeológico y geomecánico del macizo rocoso o suelo, aspectos tratados en la Parte I (Capítulos 2 al 6), que, junto con el análisis de los factores externos que actúan sobre el terreno, definen el comportamiento de los materiales y sus modelos y mecanismos de deformación y rotura.

En este capítulo no se tratan las inestabilidades de **laderas naturales**, como **deslizamientos, desprendimientos y procesos superficiales en suelos** (flujos de tierra o barro, solifluxiones). Estos procesos, generalmente condicionados por factores naturales, aunque frecuentemente desencadenados por actuaciones antrópicas, se tratan en el Capítulo 14.



Figura 9.4 Excavación de un talud para construcción de una carretera (foto M. Ferrer).

9.2

Investigaciones *in situ*

Las investigaciones *in situ* para taludes tienen como objetivo reconocer geológica y geotécnicamente el

terreno afectado por la excavación, con los fines de obtener los parámetros necesarios para analizar su es-

tabilidad, diseñar los taludes, excavar los materiales, calcular las medidas de estabilización y proyectar obras de drenaje, entre otros. La descripción de los distintos métodos de investigación se incluye en el Capítulo 6.

Como norma general, cada proyecto de excavación debe ser analizado teniendo en cuenta:

- Las dimensiones previstas (profundidad y longitud de los taludes).
- La posición del nivel freático y condiciones hidrogeológicas.
- La litología y estructura geológica.
- Los requisitos del proyecto (taludes a largo o corto plazo, condiciones geométricas, etc.).

Las investigaciones *in situ* deberán ajustarse a las anteriores condiciones, y realizarse en las fases descritas en el Apartado 6.1 del Capítulo 6, teniendo en cuenta además los presupuestos y plazos disponibles para las mismas. A continuación se enumeran las más características.

- Como punto de partida para planificar las investigaciones *in situ* se efectuará un reconocimiento geológico previo. Se realizará una cartografía geológico-geotécnica a una escala que puede variar entre 1/2.000 y 1/500, según el tipo de proyecto y su alcance, y la toma de datos estructurales mediante estaciones geomecánicas en afloramientos, si se trata de macizos rocosos.
- Calicatas en suelos o rocas muy meteorizadas, con el fin de observar los materiales y tomar muestras inalteradas.
- Sísmica de refracción a lo largo del perfil del talud. Al ser ésta una técnica de bajo coste y que proporciona datos necesarios para estimar la ripabilidad, espesor de materiales altera-

dos, etc., debe realizarse en toda la longitud del talud, o al menos en tramos representativos.

- Sondeos a lo largo del talud, de forma que se investigue tanto la zona de coronación como la parte inferior del talud. El número dependerá de la complejidad geológica y de la longitud del talud. En los sondeos se tomarán muestras para realizar ensayos de laboratorio y se instalará tubería piezométrica para medida de los niveles de agua.
- En excavaciones donde se precisen bombeos o drenajes, se realizarán ensayos de permeabilidad.

Las propiedades resistentes de los materiales, suelos o macizos rocosos, se obtienen mediante los ensayos *in situ* y de laboratorio adecuados y la aplicación de criterios y correlaciones empíricas. Los ensayos de laboratorio más característicos para el diseño o estudio de taludes son los de clasificación, identificación, corte directo en suelos y discontinuidades y compresión simple, entre otros.

Un aspecto muy importante a investigar es la posible presencia de **deslizamientos naturales**, activos o inactivos, en las laderas donde se proyectan excavaciones, ya que las obras pueden reactivar los movimientos al modificar las condiciones iniciales de la ladera (geometría, hidrogeología, estados tensionales, etc.). La presencia de inestabilidades naturales preexistentes modifica el diseño de la excavación, e incluso puede hacer inviable la misma, obligando a emplazamientos alternativos. En estos casos se deben investigar aspectos como la magnitud y profundidad de la inestabilidad, la actividad del proceso, la situación de los planos de deslizamiento, la posición del nivel freático, etc. Los procesos de inestabilidad en laderas naturales y los métodos para su investigación se describen en el Capítulo 14.

9.3

Factores influyentes en la estabilidad

La estabilidad de un talud está determinada por **factores geométricos** (altura e inclinación), **factores geológicos** (que condicionan la presencia de planos y zonas de debilidad y anisotropía en el talud), **factores hidrogeológicos** (presencia de agua) y **factores geotécnicos** o relacionados con el comportamiento mecánico del terreno (resistencia y deformabilidad).

La combinación de los factores citados puede determinar la condición de rotura a lo largo de una o varias superficies, y que sea cinemáticamente posible el movimiento de un cierto volumen de masa de suelo o roca. La posibilidad de rotura y los mecanismos y modelos de inestabilidad de los taludes están controlados principalmente por factores geológicos y geométricos.

Los factores geológicos, hidrogeológicos y geotécnicos se consideran factores **condicionantes**, y son intrínsecos a los materiales naturales (Cuadro 9.1). En los suelos, la litología, estratigrafía y las condiciones hidrogeológicas determinan las propiedades resistentes y el comportamiento del talud. En el caso de macizos rocosos competentes el principal factor condicionante es la estructura geológica: la disposición y frecuencia de las superficies de discontinuidad y el grado de fracturación; en materiales blandos, como los lutíticos o pizarrosos, la litología y el grado de alteración juegan también un papel predominante.

Junto a los factores condicionantes de la estabilidad de los taludes (también denominados «pasivos»), los factores **desencadenantes** o «activos» provocan la rotura una vez que se cumplen una serie de condiciones. Estos últimos son factores externos que actúan sobre los suelos o macizos rocosos, modificando sus características y propiedades y las condiciones de equilibrio del talud (Cuadro 9.1). El conocimiento de todos ellos permitirá un correcto análisis del talud, la evaluación del estado de estabilidad del mismo y, en su caso, el diseño de las medidas que deberán ser adoptadas para evitar o estabilizar los movimientos.



Figura 9.5 Talud excavado en suelos coluviales y roca muy alterada con inestabilidades controladas por la baja resistencia de los materiales y por la presencia de agua estacional circulando por el interior del terreno.

duros, controlan los tipos y la disposición de las superficies de rotura. En los suelos, que generalmente se pueden considerar homogéneos en comparación con los materiales rocosos, las diferencias en el grado de compactación, cementación o granulometría predisponen zonas de debilidad y de circulación de agua, que pueden generar inestabilidades (Figura 9.5). En los macizos rocosos, la existencia de capas o estratos de diferente competencia implica también un diferente grado de fracturación en los materiales, lo que complica la caracterización y el análisis del comportamiento del talud.

Estratigrafía y litología

La naturaleza del material que forma un talud está íntimamente relacionada con el tipo de inestabilidad que éste puede sufrir, presentando las diferentes litologías distinto grado de susceptibilidad potencial ante la ocurrencia de deslizamientos o roturas. Las propiedades físicas y resistentes de cada tipo de material, junto con la presencia de agua, gobiernan su comportamiento tenso-deformacional y, por tanto, su estabilidad.

Aspectos como la alternancia de materiales de diferente litología, competencia y grado de alteración, o la presencia de capas de material blando o de estratos

Estructura geológica y discontinuidades

La estructura geológica juega un papel definitivo en las condiciones de estabilidad de los taludes en macizos rocosos. La combinación de los elementos estructurales con los parámetros geométricos del talud, altura e inclinación, y su **orientación**, define los pro-

CUADRO 9.1

Factores influyentes en la inestabilidad de los taludes

Factores condicionantes	Factores desencadenantes
<ul style="list-style-type: none"> – Estratigrafía y litología. – Estructura geológica. – Condiciones hidrogeológicas y comportamiento hidrogeológico de los materiales. – Propiedades físicas, resistentes y deformacionales. – Tensiones naturales y estado tenso-deformacional. 	<ul style="list-style-type: none"> – Sobrecargas estáticas. – Cargas dinámicas. – Cambios en las condiciones hidrogeológicas. – Factores climáticos – Variaciones en la geometría. – Reducción de parámetros resistentes.



Figura 9.6 Talud excavado en rocas lutíticas fracturadas y plegadas con roturas controladas por la estructura del macizo rocoso, Brazatortas, Ciudad Real (foto M. Ferrer).

blemas de estabilidad que se pueden presentar (Figuras 9.6 y 9.17).

La estructura del macizo queda definida por la distribución espacial de los sistemas de discontinuidades, que «individualizan» bloques más o menos competentes de matriz rocosa que se mantienen unidos entre sí por las características y propiedades resistentes de las discontinuidades. La presencia de estos planos de debilidad (como superficies de estratificación, diaclasas, fallas, etc.) buzando hacia el frente del talud supone la existencia de planos de rotura y deslizamiento potenciales, y su orientación y disposición condiciona los tipos, modelos y mecanismos de inestabilidad.

La presencia de discontinuidades implica un comportamiento anisótropo del macizo y unos planos preferenciales de rotura; por ejemplo, un determinado sistema de fracturas condicionará tanto la dirección de movimiento como el tamaño de los bloques a deslizar, o la presencia de una falla buzando hacia el talud limitará la zona inestable y condicionará el mecanismo de rotura. Los cambios y singularidades estructurales en un macizo rocoso, como zonas tectonizadas o de cizalla, cambios bruscos en el buzamiento de los estratos, etc., suponen heterogeneidades que puede condicionar las zonas de rotura.

Un aspecto importante es la relación entre las dimensiones del frente del talud y la red de discontinuidades; en función de esta relación, el comportamiento del talud quedará definido por una o unas pocas macrodiscontinuidades (referidas a la escala del talud) o bien por varios sistemas de juntas y otros planos de debilidad con un entramado denso, condicionando el tipo y el volumen de las inestabilidades.

La influencia de la estructura geológica va más allá del condicionamiento geométrico de las roturas, pu-

diendo afectar a la estabilidad de los taludes a causa de las modificaciones inducidas por la excavación; por ejemplo, en estructuras de tipo compresivo o distensivo la existencia de esfuerzos tectónicos residuales puede inducir procesos desestabilizadores.

Condiciones hidrogeológicas

La mayor parte de las roturas se producen por los efectos del agua en el terreno, como la generación de **presiones intersticiales**, o los arrastres y erosión, superficial o interna, de los materiales que forman el talud. En general, puede decirse que el agua es el mayor enemigo de la estabilidad de los taludes (además de las acciones antrópicas, cuando se realizan excavaciones inadecuadas sin criterios geotécnicos).

La presencia de agua en un talud reduce su estabilidad al disminuir la resistencia del terreno y aumentar las fuerzas tendentes a la inestabilidad. Sus efectos más importantes son:

- Reducción de la resistencia al corte de los planos de rotura al disminuir la tensión normal efectiva, σ'_n :

$$\tau = c + (\sigma_n - u) \operatorname{tg} \phi = c + \sigma'_n \operatorname{tg} \phi$$

- La presión ejercida sobre grietas de tracción aumenta las fuerzas que tienden al deslizamiento.
- Aumento del peso del material por saturación:

$$\gamma = \gamma_d + Sn\gamma_w$$

donde: γ_d = peso específico aparente seco; S = grado de saturación; n = porosidad; γ_w = peso específico del agua.

- Erosión interna por flujo subsuperficial o subterráneo.
- Meteorización y cambios en la composición mineralógica de los materiales.
- Apertura de discontinuidades por agua congelada.

La forma de la **superficie freática** en un talud depende de diferentes factores, entre los que se encuentran la permeabilidad de los materiales, la geometría o forma del talud y las condiciones de contorno. En macizos rocosos, la estructura geológica tiene una gran influencia en la disposición del nivel freático y, por tanto, en la distribución de las presiones intersticiales sobre cualquier superficie potencial de deslizamiento en un talud, así como la alternancia de materiales permeables e impermeables (Figura 9.7).

El nivel freático puede sufrir cambios estacionales o como consecuencia de dilatados periodos lluviosos o de sequía. En la Figura 14.16 del Capítulo 14 se representa la distribución del agua en el interior de una

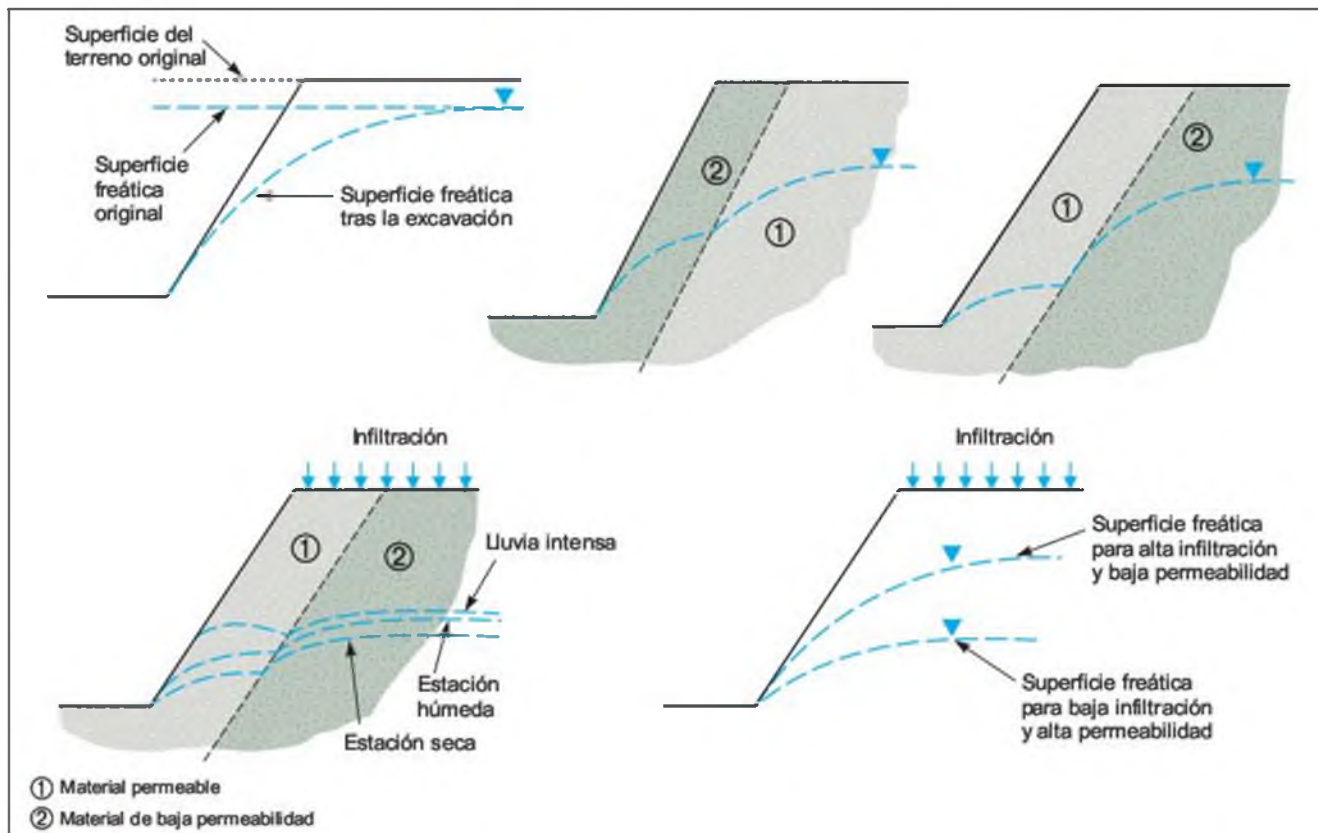


Figura 9.7 Esquemas del nivel freático en un talud según la distribución de los materiales.

ladera. Sólo parte del agua de lluvia o escorrentía penetra en el terreno, y una mínima parte alcanza el nivel freático. Si bien la modificación del nivel freático obedece generalmente a cambios lentos y periodos largos, en caso de materiales muy permeables puede llegar a producirse un ascenso relativamente rápido como consecuencia de precipitaciones intensas.

Además del agua en el interior del terreno, hay que considerar el papel del agua superficial (por precipitación, escorrentía, etc.), que puede causar problemas importantes de estabilidad al crearse altas presiones en las discontinuidades y grietas por las que se introduce, y en la zona más superficial del terreno; de hecho, las roturas en taludes en suelos son más frecuentes en periodos de lluvias intensas, tras una fuerte tormenta o en épocas de deshielo. Los fenómenos de erosión y lavado en materiales blandos o poco consistentes aparecen asimismo asociados a la presencia de agua superficial.

La influencia del agua en las propiedades de los materiales depende de su **comportamiento hidrogeológico**. El efecto más importante es la presión ejercida, definida por la **altura del nivel piezométrico**.

Los aspectos más importantes que deben conocerse para evaluar la magnitud y la distribución de las pre-

siones intersticiales en el talud y los efectos del agua son:

- Comportamiento hidrogeológico de los materiales.
- Presencia de niveles freáticos y piezométricos.
- Flujo de agua en el talud.
- Parámetros hidrogeológicos de interés: coeficiente de permeabilidad o conductividad hidráulica, gradiente hidráulico, transmisividad y coeficiente de almacenamiento.

Las presiones intersticiales actuando en el interior de un talud pueden medirse directamente con **piezómetros**, como se explica en el Apartado 6.6. del Capítulo 6. Estas medidas proporcionan el valor de la presión que ejerce el agua en un punto en el interior de un sondeo, o el nivel piezométrico de las capas o formaciones interceptadas por la tubería (si son varias, el nivel medido corresponderá al de la formación con mayor altura piezométrica).

De una forma indirecta, las presiones pueden evaluarse a partir de la **red de flujo** del talud. Este método proporciona los valores de la presión en diferentes puntos de la superficie de rotura (Recuadro 9.1). La

forma de la red de flujo en un talud depende de la homogeneidad y anisotropía del terreno, que condicionan su permeabilidad en las diferentes direcciones, y de la geometría del talud (ver Apartado 2.3 del Capítulo 2 y Apartado 5.5 del Capítulo 5).

Si se desconocen los elementos necesarios para dibujar la red de flujo pero se conoce la posición del nivel freático en el interior del talud, siempre que se trate de un acuífero libre, la presión de agua, u , sobre un punto se puede estimar como el peso de la columna vertical de agua sobre él:

$$u = z\gamma_w$$

donde z es la altura de la columna de agua y γ_w el peso específico del agua (dependiendo de la anisotropía en la permeabilidad de los materiales del talud y de las características del flujo, esta hipótesis puede suponer errores importantes).

La definición del modelo de distribución de las presiones intersticiales en un talud es un problema difícil que en ocasiones requiere suposiciones. Las hipótesis usuales que generalmente se asumen para evaluar las presiones (flujo paralelo a la superficie del talud, condiciones hidrostáticas, etc), pueden conducir a errores al no considerar los parámetros que controlan el régimen hidráulico del talud.

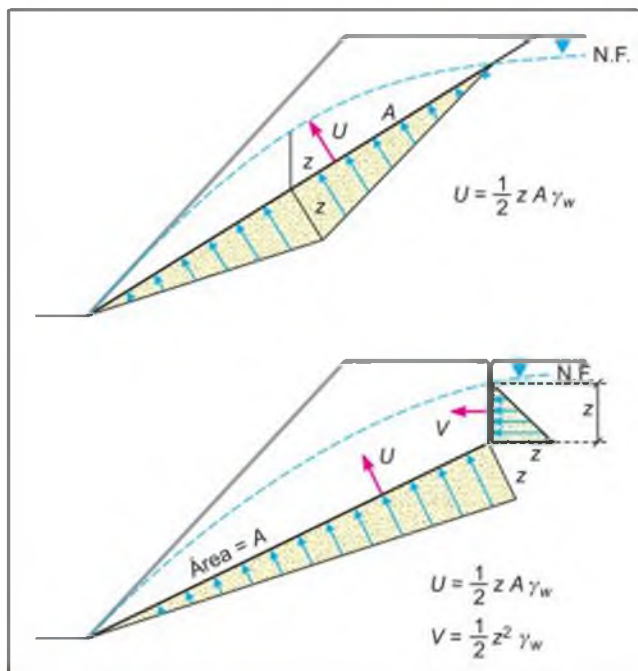


Figura 9.8 a) Triángulo de presiones de agua para un plano simple de discontinuidad. b) Triángulos de presiones en caso de existencia de grieta de tracción en la cabecera del talud (U y V son las fuerzas debidas al agua sobre el plano de deslizamiento y sobre la grieta de tracción respectivamente).

En casos simples, un método para evaluar de forma aproximada la fuerza total ejercida por el agua sobre una superficie de discontinuidad o en una grieta de tracción, es asumir distribuciones triangulares de presiones hidrostáticas sobre estos planos, tal como se representa en la Figura 9.8. La altura del triángulo corresponde a la máxima presión de agua sobre el plano. Esta simplificación ayuda a resolver las ecuaciones de equilibrio del talud; la fuerza total del agua actuando sobre la discontinuidad vendrá dada por el área del triángulo de presiones construido, considerando dos dimensiones.

Propiedades geomecánicas de los suelos y de los macizos rocosos

La posible rotura de un talud a favor de una determinada superficie depende de la resistencia al corte de la misma. En primera instancia, esta resistencia depende de los parámetros resistentes del material: cohesión y rozamiento interno.

La influencia de la naturaleza de los suelos en sus propiedades mecánicas, implica que la selección de los parámetros resistentes representativos de la resistencia al corte, debe ser realizada teniendo en cuenta la historia geológica del material. Por ejemplo, en las formaciones arcillo-margas del sur de España, clasificables generalmente como arcillas de alta plasticidad, con algo de carbonatos y resistencia a compresión simple de cientos de kPa, los parámetros que rigen la resistencia de un talud son, generalmente, los residuales, que representan la resistencia de las superficies de discontinuidad en las masas de arcilla margosa (bien sean superficies de cizalla, o slickensides, bien superficies de discontinuidad en la sedimentación, muy finas y con algo de limo).

En macizos rocosos, son las propiedades resistentes de las discontinuidades y de la matriz rocosa las que controlan el comportamiento mecánico. En función de las características y estructura del macizo, de su red de fracturación y de la naturaleza de los materiales y de las discontinuidades, la resistencia vendrá controlada por las propiedades de las discontinuidades, por las propiedades de la matriz rocosa o por ambas.

El comportamiento de un macizo rocoso competente depende, generalmente, de las características de las discontinuidades, además de su litología e historia geológica evolutiva. La resistencia al corte de estos planos de debilidad depende de su naturaleza y origen, continuidad, espaciado, rugosidad, tipo y espesor de relleno, presencia de agua, etc., y es el aspecto más importante para determinar la estabilidad del macizo rocoso; en el Apartado 3.5 del Capítulo 3 se incluyen



Recuadro 9.1

Cálculo de presiones intersticiales en un talud a partir de la red de flujo

La **superficie freática** de un acuífero se define como el lugar geométrico de los puntos cuya presión coincide con la atmosférica, y constituye la superficie libre del acuífero. Debajo del nivel freático el terreno está saturado en los acuíferos libres. A partir de la red de flujo, el nivel piezométrico, o **altura piezométrica**, h , de un punto A del acuífero, está definida por la equipotencial correspondiente y por su profundidad, y tiene la siguiente expresión (Figura A):

$$h_A = z_A + (P_A/\gamma_w)$$

siendo:

z_A = altura del punto A respecto al plano horizontal de referencia

P_A = diferencia entre la presión del punto A y la presión atmosférica

γ_w = peso específico del agua

y el valor de la **presión P** en el punto será:

$$P_A = (h_A - z_A)\gamma_w$$

Sobre un plano AB que atraviese el talud, la presión ejercida se calcula de igual modo para un número discreto de puntos de esa superficie. En el ejemplo de la Figura B se pueden medir las alturas z y h (altura piezométrica sobre la línea de referencia) de los puntos considerados:

Puntos	1	2	3	4	5
Altura z (m)	8,5	11	14	18	21
Altura h (m)	10,5	14,5	18,5	22	23,5

A partir de estos valores se calculan los correspondientes a las presiones actuando sobre cada punto:

$$h_1 = z_1 + (P_1/\gamma_w) = 10,5 \Rightarrow P_1 = (10,5 - 8,5)\gamma_w = 2 \text{ t/m}^2$$

De igual forma se obtienen:

$$P_2 = 3,5 \text{ t/m}^2 \quad P_3 = 4,5 \text{ t/m}^2$$

$$P_4 = 4 \text{ t/m}^2 \quad P_5 = 2,5 \text{ t/m}^2$$

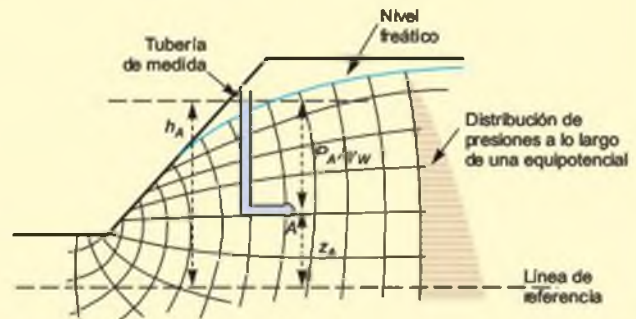


Figura A. Red de flujo de un talud. Altura piezométrica correspondiente al punto A .

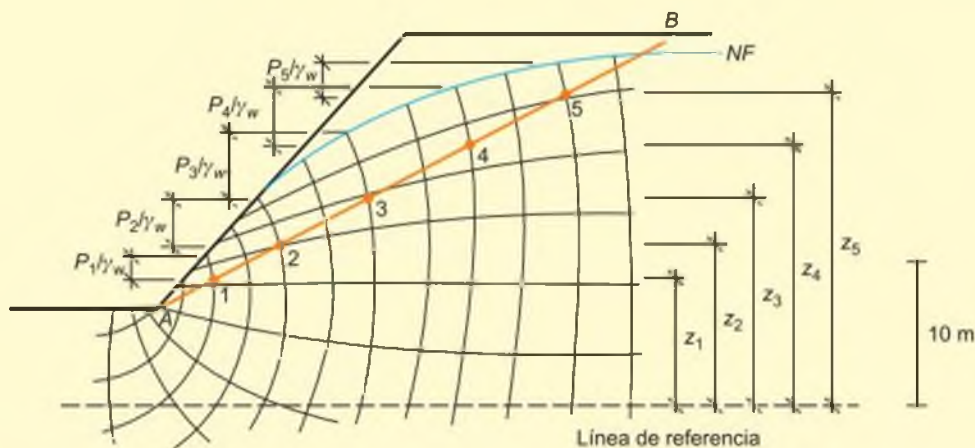


Figura B. Cálculo de presiones sobre los puntos de un plano que atraviesa un talud (IGME, 1987)

los métodos para la determinación de la resistencia al corte de discontinuidades. Los planos de rotura se pueden generar a favor de discontinuidades y a través de «puentes» de matriz rocosa; estos últimos aportan, en general, resistencia al conjunto.

Tensiones naturales

Las tensiones naturales pueden jugar un papel importante en la estabilidad de los taludes rocosos. La liberación de tensiones que puede suponer la excavación de un talud puede originar tal decompresión que el material se transforma y fragmenta por las zonas más débiles y pasa a comportarse como un suelo. Este efecto se ha comprobado en explotaciones mineras de Córdoba en taludes lutíticos sometidos a elevadas tensiones internas, fragmentándose la «formación rocosa» hasta quedar convertida en un material granular con fragmentos centimétricos (con varios metros de espesor desde la superficie del talud), dando lugar al desmoronamiento de taludes.

El estado tensional de un talud depende de su configuración geométrica y del estado de tensiones del macizo rocoso previo a la excavación. En la Figura 9.9 se presenta un ejemplo de la distribución de los esfuerzos litostáticos después de realizar una excavación. En excavaciones profundas, las elevadas tensiones que se generan en zonas singulares como el pie del talud pueden dar lugar a condiciones de desequilibrio, llegando incluso a producirse deformaciones plásticas. También en la cabecera del talud se generan estados tensionales anisótropos con componentes traccionales que provocan la apertura de grietas verticales.

Si un macizo rocoso está sometido a tensiones de tipo tectónico, al realizarse una excavación tiene lugar la liberación y redistribución de las mismas; esta modificación del estado tensional previo contribuye a la pérdida de resistencia del material. Las discontinuidades y las zonas con estructuras compresivas (por ejemplo pliegues) pueden convertirse en zonas de debilidad por la aparición de tensiones distensivas o traccionales. El efecto de relajación que produce la excavación puede dar lugar a desplazamientos en el macizo rocoso, al tender a un nuevo estado de equilibrio, generándose grietas o aperturas de los planos de discontinuidad, que juegan un papel importante en las fases iniciales de los procesos de inestabilidad. Este reajuste es función también del tipo, estructura y resistencia del macizo, y disminuye con el tiempo.

El estado tenso-deformacional de un macizo rocoso debe ser considerado en los análisis de estabilidad si puede afectar a su comportamiento y propiedades resistentes, sobre todo en excavaciones profundas (a

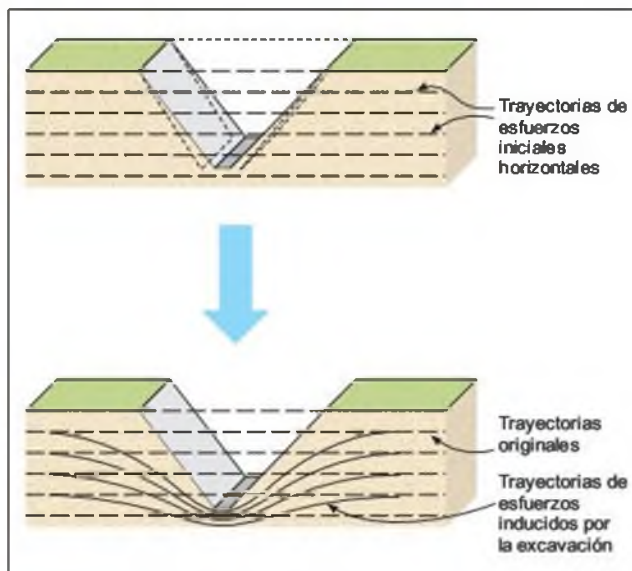


Figura 9.9 Modificación de las trayectorias de los esfuerzos horizontales originales como consecuencia de una excavación.

partir de 50 m). Un aspecto importante es la relación entre las tensiones verticales y horizontales, $K = \sigma_H / \sigma_V$. En función de su resistencia, dos macizos rocosos sometidos a igual carga vertical, pueden soportar muy distintos empujes horizontales. Fenómenos geológicos como la erosión o los procesos neotectónicos pueden contribuir a la variación de las relaciones entre σ_H y σ_V en una zona. Estos aspectos se tratan en el Apartado 3.7 del Capítulo 3.

Otros factores

Las sobrecargas estáticas y las cargas dinámicas que se ejercen sobre los taludes modifican la distribución de las fuerzas y pueden generar condiciones de inestabilidad. Entre las primeras están el peso de estructuras o edificios, u otro tipo de cargas como relleños, escombreras, paso de vehículos pesados, etc. que, cuando se ejercen sobre la cabecera de los taludes, aportan una carga adicional que puede contribuir al aumento de las fuerzas desestabilizadoras.

Las cargas dinámicas se deben, principalmente, a los movimientos sísmicos, naturales o inducidos, y a las vibraciones producidas por voladuras cercanas al talud. El principal efecto en los macizos rocosos fracturados es la apertura de las discontinuidades preexistentes, con la consiguiente reducción de su resistencia al corte, y la individualización y caída de bloques rocosos. En casos de fuertes movimientos sísmicos, las fuerzas aplicadas de forma instantánea pueden producir la rotura general del talud si existen condiciones

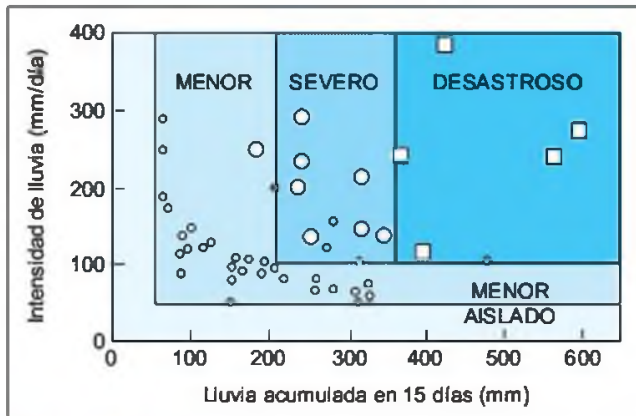


Figura 9.10 Criterio para riesgo de deslizamientos en función de la lluvia acumulada y la intensidad de lluvia diaria en Hong Kong (Lumb, 1975).

previas favorables a la inestabilidad. En los análisis de estabilidad de taludes en zonas sísmicas o sometidas a otro tipo de fuerzas dinámicas, deben incluirse estas fuerzas. De una forma aproximada, en los cálculos se puede considerar la acción dinámica como una fuerza pseudoestática, dada en función de la aceleración máxima horizontal debida al sismo (ver Apartado 15.6 del Capítulo 15).

Las precipitaciones y el régimen climático influyen en la estabilidad de los taludes al modificar el contenido de agua del terreno. La alternancia de periodos de sequía y lluvia produce cambios en la estructura de los suelos que dan lugar a pérdidas de resistencia. Se pueden establecer criterios de riesgo de inestabilidad de taludes en función de la pluviometría. En la Figura 9.10 se presenta el criterio de Lumb (1975) para riesgo de movimientos en relación con las precipitaciones, indicando la intensidad de la lluvia a

lo largo de 15 días y en el último día, para roturas en taludes en suelos graníticos residuales en Hong Kong. En muchas formaciones españolas de tipo arcilloso, como las margas y «launas» andaluzas, en clima semiárido, el material desecado se satura tras las lluvias; en la Figura 9.11 se presenta un criterio de riesgo de rotura, relacionando la lluvia mensual con la intensidad máxima diaria para suelos arcillosos andaluces, contrastado con diversos casos.

En determinados tipos de suelos o macizos rocosos blandos, los procesos de meteorización juegan un papel importante en la reducción de sus propiedades resistentes, dando lugar a una alteración y degradación intensas al ser expuestos los materiales a las condiciones ambientales como consecuencia de una excavación. Esta pérdida de resistencia puede dar lugar a la caída del material superficial y, si afecta a zonas críticas del talud, como su pie, puede generar roturas generales, sobre todo en condiciones de presencia de agua.

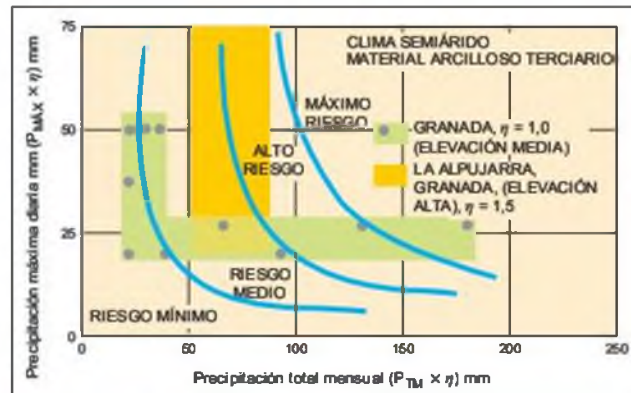


Figura 9.11 Criterio de riesgo de inestabilidad en taludes para suelos arcillosos andaluces (Oteo, 1997).

9.4 Tipos de rotura

Taludes en suelos

Los taludes en suelos rompen generalmente a favor de superficies curvas, con forma diversa condicionada por la morfología y estratigrafía del talud (Figura 9.12):

- Puede ser aproximadamente circular (la más frecuente), con su extremo inferior en el pie del

talud, (deslizamiento de pie), cuando éste está formado por terreno homogéneo o por varios estratos de propiedades geotécnicas homogéneas (Figura 9.13b).

- Puede ser casi circular pero pasando por debajo del pie del talud (deslizamiento profundo; Figura 9.13c).

Si se dan determinadas condiciones en el talud, como la existencia de estratos o capas de diferente



Figura 9.12 Rotura curva de un talud en suelos arcillosos y pizarras, Puertollano, Ciudad Real; se observa la grieta de tracción y el salto vertical de la cabecera del talud (foto L. González de Vallejo).

competencia, puede tener lugar una rotura a favor de una **superficie plana** o de una **superficie poligonal** formada por varios tramos planos (Figura 9.13d).

Las roturas de taludes en suelos a favor de un único **plano paralelo al talud** son prácticamente inexistentes, aunque este modelo puede ser válido en el caso de **laderas naturales** con recubrimientos de suelos sobre rocas (Figura 9.13a) o en el caso de taludes rocosos, donde la presencia de discontinuidades paralelas al talud puede definir superficies de roturas planas, aunque en general éstas no alcanzan la cabecera del talud. El modelo del **talud «infinito»**, (su longitud puede considerarse infinita con respecto al espesor de la masa que rompe) puede adoptarse en muchas laderas naturales donde la superficie de rotura está definida por el contacto, prácticamente para-

lelo al talud, entre el terreno superficial (coluvial o suelo residual) y la roca subyacente (ver esquema de la Figura 9.27).

Taludes en rocas

Los diferentes tipos de roturas están condicionados por el grado de fracturación del macizo rocoso y por la orientación y distribución de las discontinuidades con respecto al talud, quedando la estabilidad definida por los parámetros resistentes de las discontinuidades y de la matriz rocosa. En macizos rocosos duros o resistentes, las discontinuidades determinan la situación de los planos de rotura. En macizos formados por rocas blandas poco competentes, la matriz rocosa también juega un papel importante en la generación de estos planos y en el mecanismo de rotura. En la Figura 9.14 se presentan diferentes modelos de rotura en taludes y las relaciones entre ángulos y alturas para diferentes tipos de macizos rocosos.

Los modelos de rotura más frecuentes son: rotura plana, en cuña, por vuelco, por pandeo y curva. La Figura 9.15 incluye la representación estereográfica de las condiciones estructurales de algunos de ellos.

Rotura plana

Se produce a favor de una superficie preexistente, que puede ser la estratificación, una junta tectónica, una falla, etc. La condición básica es la presencia de discontinuidades buzando a favor del talud y con su misma dirección, cumpliéndose la condición de que la discontinuidad debe estar descalzada por el talud ($\psi > \alpha$) y su buzamiento debe ser mayor que su ángulo

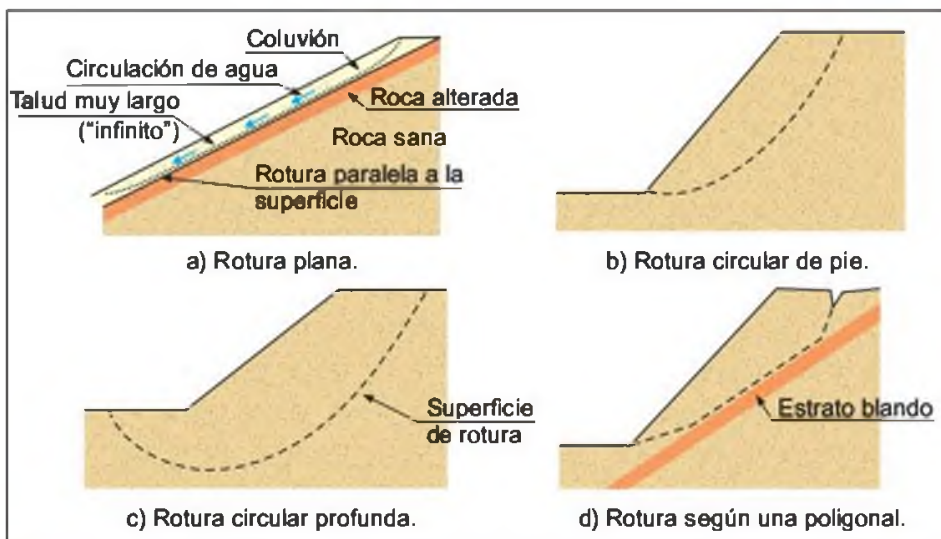


Figura 9.13 Tipos de superficies de rotura en suelos.

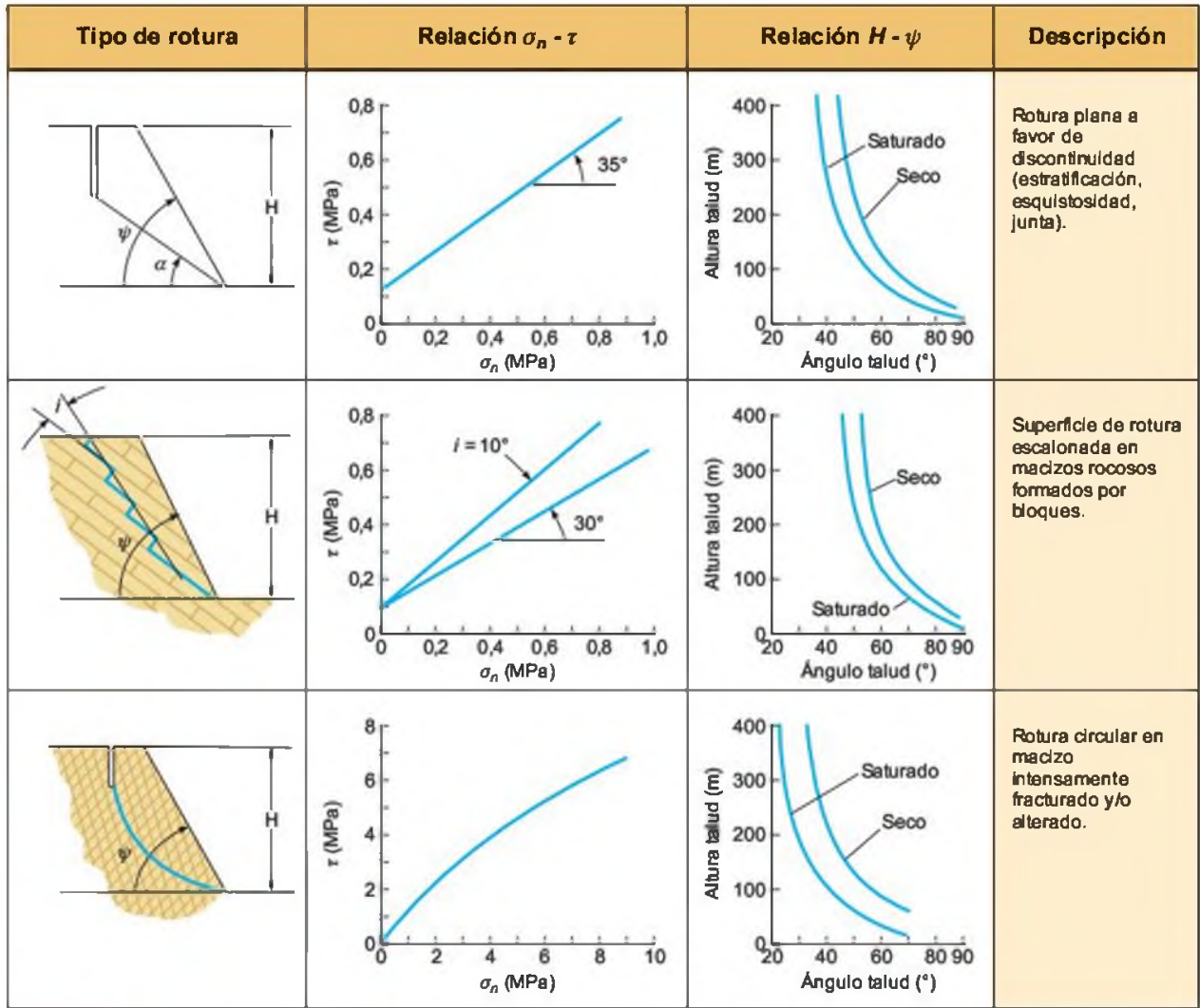


Figura 9.14 Tipos de rotura en taludes rocosos, curva de resistencia para el macizo y relaciones entre inclinación y altura del talud (modificado de Hoek y Bray, 1981).

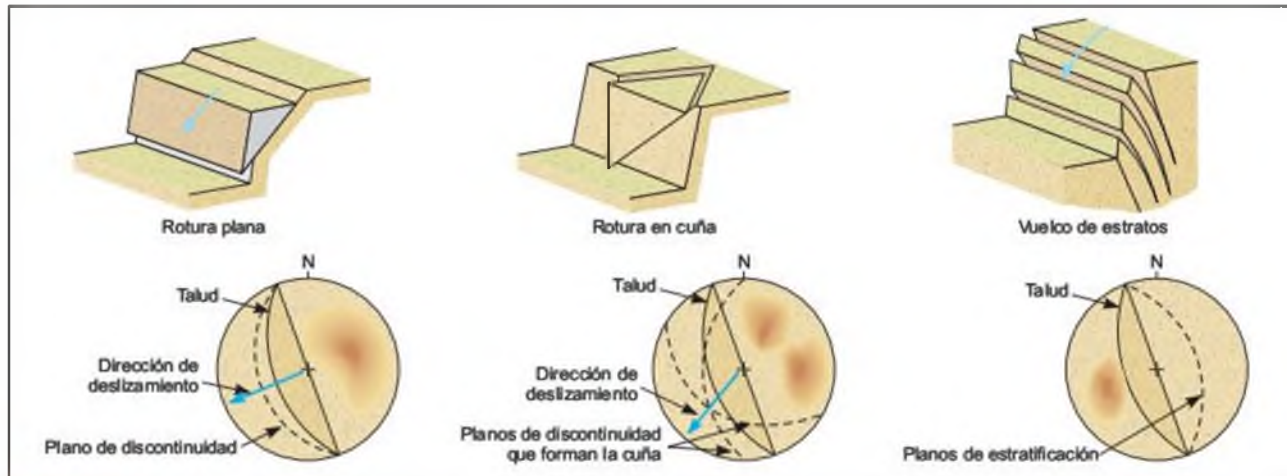


Figura 9.15 Representación estereográfica de los planos de discontinuidad con respecto a la orientación del talud para algunos tipos de roturas en macizos rocosos (modificado de Hoek y Bray, 1981).

de rozamiento interno ($\alpha > \phi$) (Figura 9.16a). En taludes excavados paralelos a la estratificación, pueden tener lugar roturas planas por deslizamiento de los estratos; este tipo de rotura es típica en macizos lutíticos o pizarrosos, generándose los planos de rotura a favor de la esquistosidad (Figura 9.17). Los diferentes tipos de roturas planas dependen de la distribución y características de las discontinuidades en el talud. Las más frecuentes son (Figura 9.18):

- Rotura por un plano que aflora en la cara o en el pie del talud, con o sin grieta de tracción.
- Rotura por un plano paralelo a la cara del talud, por erosión o pérdida de resistencia del pie.

Rotura en cuña

Corresponde al deslizamiento de un bloque en forma de cuña, formado por dos planos de discontinuidad, a favor de su línea de intersección (Figura 9.19). Para que se produzca este tipo de rotura, los dos planos deben aflorar en la superficie del talud, y se deben cumplir iguales condiciones que para la rotura plana: $\psi > \alpha > \phi$, siendo α en este caso el buzamiento de la línea de intersección (Figura 9.16b). Este tipo de rotura

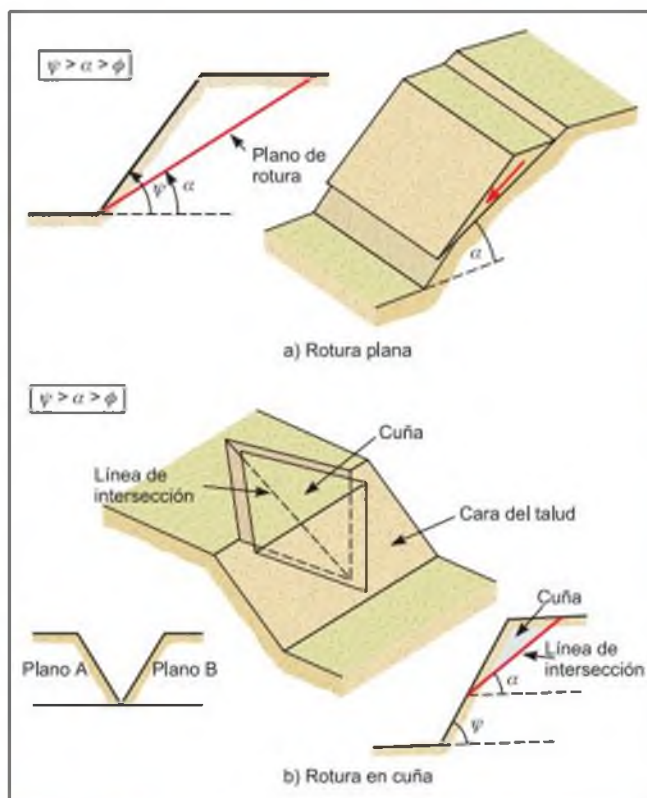


Figura 9.16 Condiciones para la rotura plana y para la rotura en cuña.

suele presentarse en macizos con varias familias de discontinuidades, cuya orientación, espaciado y continuidad determina la forma y el volumen de la cuña.



Figura 9.17 Roturas planas en los bancos de un talud a favor de las superficies de estratificación. Ciudad Rodrigo, Salamanca (foto L. González de Vallejo).

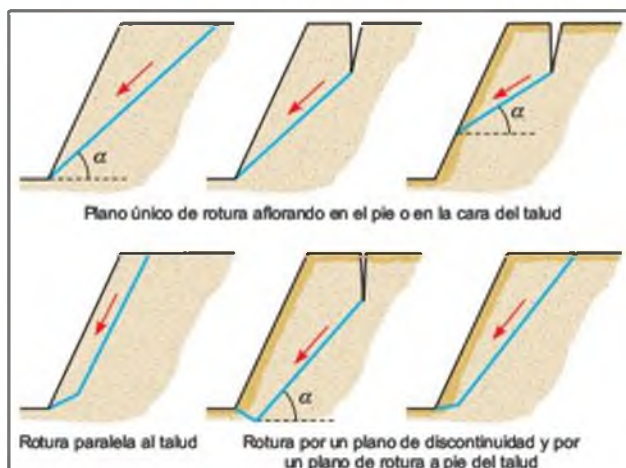


Figura 9.18 Tipos de rotura plana.



Figura 9.19 Planos de una cuña deslizada en un talud rocoso en serpentinas. Ronda, Málaga (foto L. González de Vallejo).

En la Figura 9.20 se incluye la representación estereográfica de varias familias de discontinuidades y las direcciones de deslizamiento de las cuñas que se forman para un talud con una inclinación dada. La comparación de los ángulos de inclinación del talud, de la línea de intersección de los planos de cuña y de la fricción de los planos permite determinar si la cuña es estable o inestable.

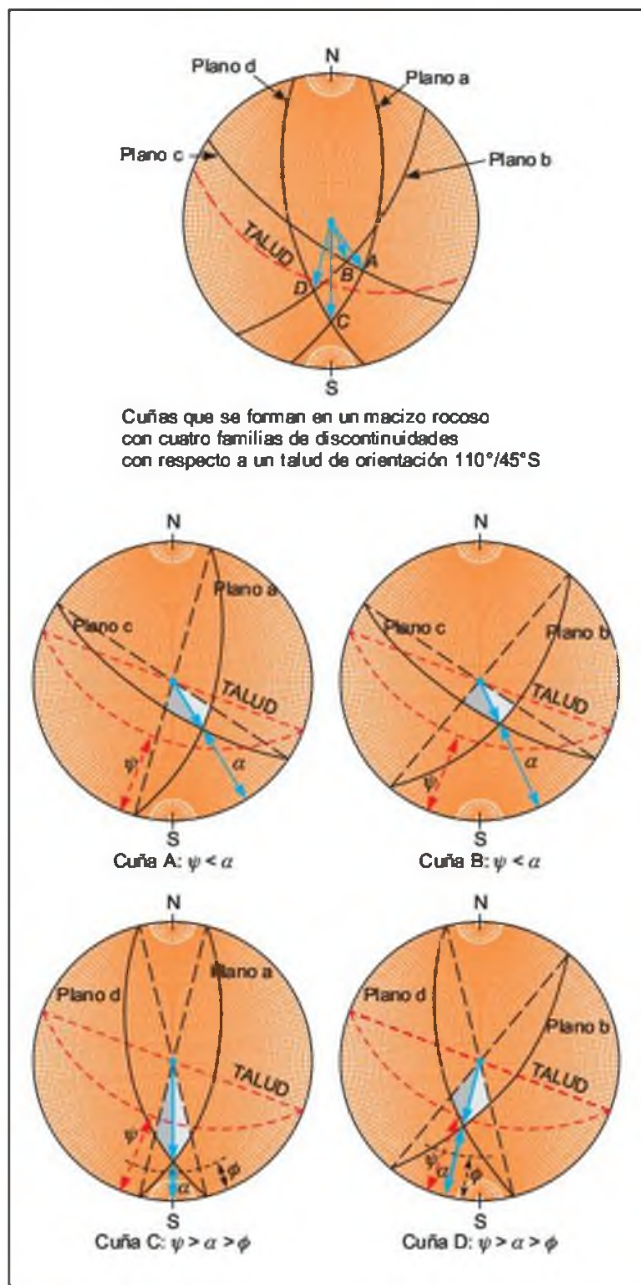


Figura 9.20 Representación estereográfica de cuñas. Las cuñas A y B no tienen posibilidad de deslizarse por no cumplirse la condición $\psi > \alpha$; las cuñas C y D presentan condiciones de deslizamiento.

Vuelco de estratos

Se produce en taludes de macizos rocosos donde los estratos presentan buzamiento contrario a la inclinación del talud y dirección paralela o subparalela al mismo. En general, los estratos aparecen fracturados en bloques a favor de sistemas de discontinuidades ortogonales entre sí (Figuras 9.21 y 9.22). Este tipo de rotura implica un movimiento de rotación de los bloques, y la estabilidad de los mismos no está únicamente condicionada por su resistencia al deslizamiento.

Rotura por pandeo

Este tipo de rotura se produce a favor de planos de estratificación paralelos al talud ($\alpha = \psi$), con buzamiento mayor que el ángulo de rozamiento interno ($\alpha > \phi$). La rotura puede ocurrir con o sin flexión del estrato; la condición necesaria es que los estratos sean suficientemente esbeltos, en relación con la altura del talud, para poder pandear (Figuras 9.23).

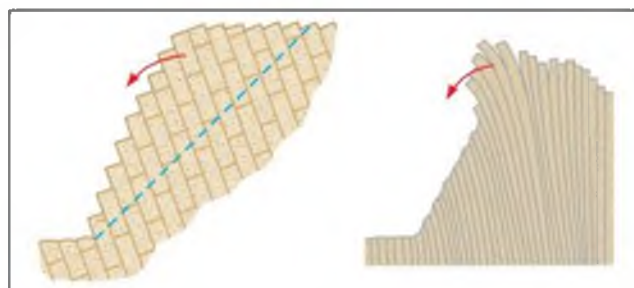


Figura 9.21 Esquemas de taludes con estructura favorable al vuelco de estratos.



Figura 9.22 Bloques rocosos de un talud que han sufrido proceso de vuelco (foto L. González de Vallejo).

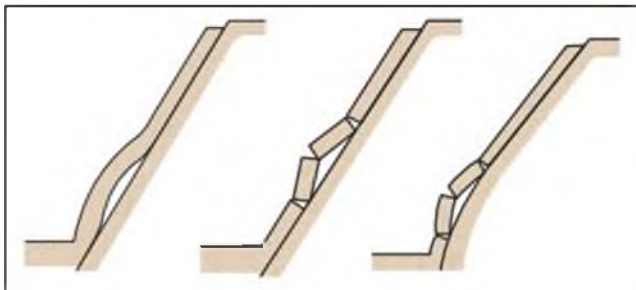


Figura 9.23 Esquema de pandeo en estratos verticalizados, con flexión y fractura de los estratos.

Las causas que pueden generar la rotura por pandeo son:

- Altura excesiva del talud.
- Existencia de fuerzas externas aplicadas sobre los estratos.
- Geometría desfavorable de los estratos.
- Existencia de presiones de agua sobre los estratos.
- Concentración desfavorable de tensiones.

Este tipo de rotura suele darse en los taludes de muro de cortas mineras, al ser excavados paralelos a la estratificación, cuando los planos presentan espaciados pequeños (Figura 9.24).

Rotura curva

La rotura curva puede ocurrir en macizos rocosos blandos poco competentes y en macizos muy alterados o intensamente fracturados, que presentan un comportamiento isótropo y donde los planos de discontinuidad no controlan el comportamiento mecánico (Figura 9.25); en este caso, el macizo se comporta como un suelo. No obstante, la existencia de zonas singulares de debilidad y de grandes planos de discontinuidad en este tipo de macizos, como fallas, pueden condicionar modelos de rotura con otras tipologías.



Figura 9.24 Pandeo de estratos en materiales lutíticos con rotura de las placas de roca en su base, Peñarroya, Córdoba (foto L. González de Vallejo).



Figura 9.25 Esquema de rotura curva en macizos rocosos intensamente fracturados.

Introducción

Los análisis de estabilidad se aplican al diseño de taludes o cuando éstos presentan problemas de inestabilidad. Se debe elegir un coeficiente de seguridad adecuado, dependiendo de la finalidad de la excavación y del carácter temporal o definitivo del talud, combinando los aspectos de seguridad, costes de ejecución, consecuencias o riesgos que podría causar su rotura, etc. Para taludes permanentes, el coeficiente de seguridad a adoptar debe ser igual o superior a 1,5, e incluso 2,0, dependiendo de la seguridad exigida y de la confianza que se tenga en los datos geotécnicos que intervienen en los cálculos; para taludes temporales el factor de seguridad está en torno a 1,3, pero en ocasiones pueden adoptarse valores inferiores.

Los análisis permiten definir la geometría de la excavación o las fuerzas externas que deben ser aplicadas para lograr el factor de seguridad requerido. En caso de taludes inestables, los análisis permiten diseñar las medidas de corrección o estabilización adecuadas para evitar nuevos movimientos.

Los **análisis a posteriori** de taludes (*back-analysis*) se realizan una vez que la rotura se ha producido, y, por tanto, se conoce el mecanismo, modelo y geometría de la inestabilidad. Es un análisis muy útil para la caracterización geomecánica de los materiales involucrados, para el estudio de los factores influyentes en la rotura y para conocer el comportamiento mecánico de los materiales del talud; los resultados obtenidos pueden ser extrapolados a otros taludes de similares características. Estos análisis consisten en determinar, a partir de los datos de campo necesarios (geometría, tipos de materiales, modelo de rotura, presiones hidrostáticas, etc.), los parámetros resistentes del terreno, generalmente pares de valores c y ϕ , que cumplen la condición de equilibrio estricto del talud (es decir, $F = 1,0$) a lo largo de la superficie de rotura, para las condiciones reales en que ésta tuvo lugar. Los conceptos de coeficiente de seguridad y de equilibrio límite se describen en el epígrafe siguiente.

Los **métodos de análisis de estabilidad** se basan en un planteamiento físico-matemático en el que intervienen las fuerzas estabilizadoras y desestabilizadoras que actúan sobre el talud y que determinan su comportamiento y condiciones de estabilidad. Se pueden agrupar en:

- **Métodos determinísticos:** conocidas o supuestas las condiciones en que se encuentra un talud, estos métodos indican si el talud es o no estable. Consisten en seleccionar los valores adecuados de los parámetros físicos y resistentes que controlan el comportamiento del material para, a partir de ellos y de las leyes de comportamiento adecuadas, definir el estado de estabilidad o el factor de seguridad del talud. Existen dos grupos: métodos de **equilibrio límite** y métodos **tenso-deformationales**.
- **Métodos probabilísticos:** consideran la probabilidad de rotura de un talud bajo unas condiciones determinadas. Es necesario conocer las funciones de distribución de los diferentes valores considerados como variables aleatorias en los análisis (lo que supone su mayor dificultad por la gran cantidad de datos necesarios, dadas las incertidumbres sobre las propiedades de los materiales), realizándose a partir de ellas los cálculos del factor de seguridad mediante procesos iterativos. Se obtienen las funciones de densidad de probabilidad y distribución de probabilidad del factor de seguridad, y curvas de estabilidad del talud, con el factor de seguridad asociado a una determinada probabilidad de ocurrencia.

La elección del método de análisis más adecuado en cada caso dependerá de:

- Las características geológicas y geomecánicas de los materiales (suelos o macizos rocosos).
- Los datos disponibles del talud y su entorno (geométricos, geológicos, geomecánicos, hidrogeológicos, etc.).
- Alcance y objetivos del estudio, grado de detalle y resultados que se espera obtener.

Estos factores son, a su vez, interdependientes entre sí; no se podrá efectuar un análisis detallado si no se dispone de los datos necesarios y suficientes, al igual que un caso de estabilidad complejo no podrá ser abordado con un método simple por el hecho de disponer de pocos datos de campo o laboratorio. Asimismo, hay que tener en cuenta que, tanto los datos de campo como los de laboratorio, deberían ser obtenidos en función del método de análisis de estabilidad que se vaya a emplear y del tratamiento que se les vaya a dar. Tras conocer los parámetros necesarios e

influyentes en la estabilidad de un talud, habrá de elegirse un modelo o método que represente las condiciones particulares de cada caso. Dada la dificultad de los métodos probabilísticos no es frecuente su aplicación.

Métodos de equilibrio límite

Los métodos de equilibrio límite (los más utilizados) analizan el equilibrio de una masa potencialmente inestable, y consisten en comparar las fuerzas tendientes al movimiento con las fuerzas resistentes que se oponen al mismo a lo largo de una determinada superficie de rotura. Se basan en:

- La selección de una superficie teórica de rotura en el talud.
- El criterio de rotura de Mohr-Coulomb.
- La definición de «coeficiente de seguridad».

Los problemas de estabilidad son estáticamente indeterminados, y para su resolución es preciso considerar una serie de hipótesis de partida diferentes según los métodos. Asimismo, se asumen las siguientes condiciones:

- La superficie de rotura debe ser postulada con una geometría tal que permita que ocurra el deslizamiento, es decir, será una superficie cinemáticamente posible.
- La distribución de las fuerzas actuando en la superficie de rotura podrá ser computada utilizando datos conocidos (peso específico del material, presión de agua, etc.).
- La resistencia se moviliza simultáneamente a lo largo de todo el plano de rotura.

Con estas condiciones, se establecen las ecuaciones del equilibrio entre las fuerzas que inducen el deslizamiento y las resistentes. Los análisis proporcionan el valor del **coeficiente de seguridad** del talud para la superficie analizada, referido al equilibrio estricto o límite entre las fuerzas que actúan. Es decir, el coeficiente F por el que deben dividirse las fuerzas tangenciales resistentes (o multiplicarse las fuerzas de corte desestabilizadoras) para alcanzar el equilibrio estricto:

$$F = \frac{\text{Fuerzas estabilizadoras}}{\text{Fuerzas desestabilizadoras}}$$

o expresado en términos de tensiones:

$$F = \frac{\text{Tensiones tangenciales resistentes}}{\text{Tensiones tangenciales deslizantes}}$$

Una vez evaluado el coeficiente de seguridad de la superficie supuesta, es necesario analizar otras superficies de rotura, cinemáticamente posibles, hasta encontrar aquella que tenga el menor coeficiente de seguridad, F_{\min} , la cual se admite como superficie potencial de rotura del talud, y F_{\min} se toma como el correspondiente al talud en cuestión.

Las fuerzas actuando sobre un plano de rotura o deslizamiento potencial, suponiendo que no existen fuerzas externas sobre el talud, son las debidas al peso del material, W , a la cohesión, c , y a la fricción, ϕ , del plano (Figura 9.26). El coeficiente de seguridad viene dado por:

$$F = (R_c + R_\phi)/S$$

siendo:

$$R_c = \text{fuerzas cohesivas} = cA$$

$$R_\phi = \text{fuerzas friccionales} = W \cos \alpha \operatorname{tg} \phi$$

$$S = \text{fuerzas que tienden al deslizamiento} = W \operatorname{sen} \alpha$$

$$A = \text{área del plano de rotura}$$

en caso de existir presión de agua sobre la superficie de rotura, siendo U la fuerza total debida al agua sobre la superficie A :

$$R_\phi = (W \cos \alpha - U) \operatorname{tg} \phi$$

Existen varios métodos para el cálculo del coeficiente de seguridad por equilibrio límite, más o menos complejos, desarrollados fundamentalmente para su aplicación a **materiales tipo suelo**. Los métodos analíticos proporcionan el coeficiente de seguridad a partir de la resolución inmediata de ecuaciones simples (método de Taylor, de Fellenius), mientras que los métodos numéricos necesitan, para su resolución, sistemas de ecuaciones y procesos de cálculo iterativo; en esta categoría se encuentran los métodos de Morgenstern y Price, de Spencer, etc.

Los métodos de equilibrio límite se clasifican en:

- Métodos que consideran el análisis del bloque o masa total.
- Métodos que consideran la masa dividida en rebanadas o fajas verticales.

Mientras que los primeros son válidos para materiales homogéneos, y únicamente realizan el cómputo y la comparación de fuerzas en un punto de la superficie de rotura, los segundos pueden considerar materiales no homogéneos, y conllevan una serie de hipótesis propias sobre la localización, posición y distribución de las fuerzas que actúan sobre las rebanadas; el cálculo de las fuerzas actuantes se hace para cada una de las rebanadas en que se ha dividido el talud, integrándose finalmente los resultados obtenidos. Los métodos de rebanadas más comunes son el de Bishop modificado y el de Jambu, válidos para el aná-

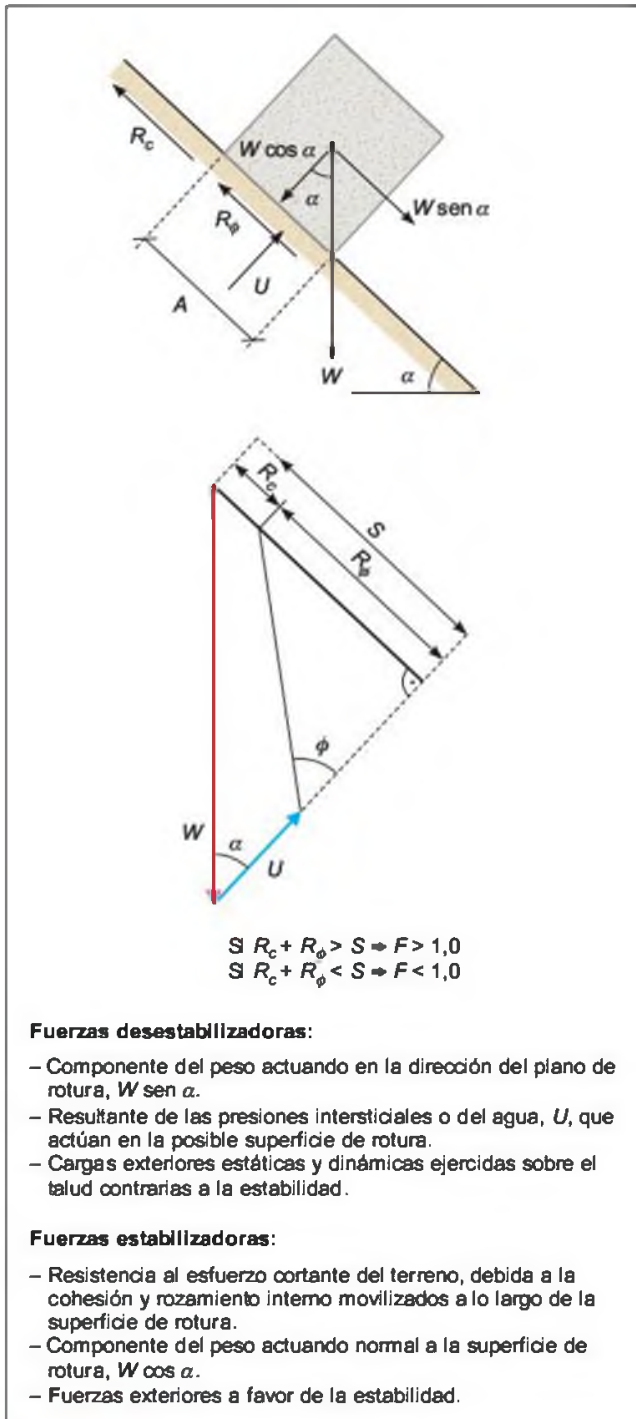


Figura 9.26 Fuerzas actuando sobre una superficie de rotura en un talud.

lisis de roturas curvas el primero y de roturas curvas, planas y poligonales el segundo.

Para roturas en roca los métodos se basan igualmente en las ecuaciones del equilibrio entre las fuerzas actuantes, establecidas en base a la geometría concreta de cada tipología de rotura.

Taludes en suelos

Como métodos clásicos para análisis de estabilidad en suelos se pueden considerar:

- El análisis de roturas planas en taludes «infinitos».
- El análisis de varios bloques de terreno que interaccionan entre sí, aplicable a superficies de rotura de tipo poligonal (método de las cuñas).
- Los métodos que analizan el equilibrio total de una masa deslizante, de desarrollo circular o logarítmico, para análisis de roturas curvas.
- Los métodos de rebanadas.

■ TALUD INFINITO

El método se basa en la hipótesis de que la longitud de una rotura plana superficial paralela al talud puede considerarse infinita con respecto al espesor deslizado, según el esquema de la Figura 9.27. Este método se utiliza generalmente para el análisis de estabilidad de laderas naturales con las condiciones establecidas en el Apartado 9.4.

Basta analizar lo que sucede en una sección o rebanada del talud sometida lateralmente a los empujes E_{li} y E_{2d} y a su propio peso, W , en su base. El peso produce una fuerza tangencial deslizante (la componente de W paralela al talud) y al mismo tiempo genera un mecanismo de rozamiento en dicha base (debida a la componente normal), función del rozamiento interno del terreno, que se opone al deslizamiento mediante su componente tangencial (o paralela al talud). A esta componente resistente hay que añadir, en su caso, la posible existencia de una fuerza resistente debida a la cohesión.

Si no hay cohesión (caso más simple), el coeficiente de seguridad viene dado por:

$$F = \frac{\tau}{S} = \frac{\sigma_n \text{ tg } \phi'}{S} = \frac{\text{tg } \phi'}{\text{tg } \alpha}$$

siendo:

$$\sigma_n = \frac{W \text{ cos } \alpha}{l} = \gamma H \text{ cos}^2 \alpha$$

$$S = \frac{W \text{ sen } \alpha}{l} = \gamma H \text{ sen } \alpha \text{ cos } \alpha$$

donde l es la longitud de la base de la rebanada, ϕ' es el rozamiento efectivo y γ es el peso específico aparente del terreno.

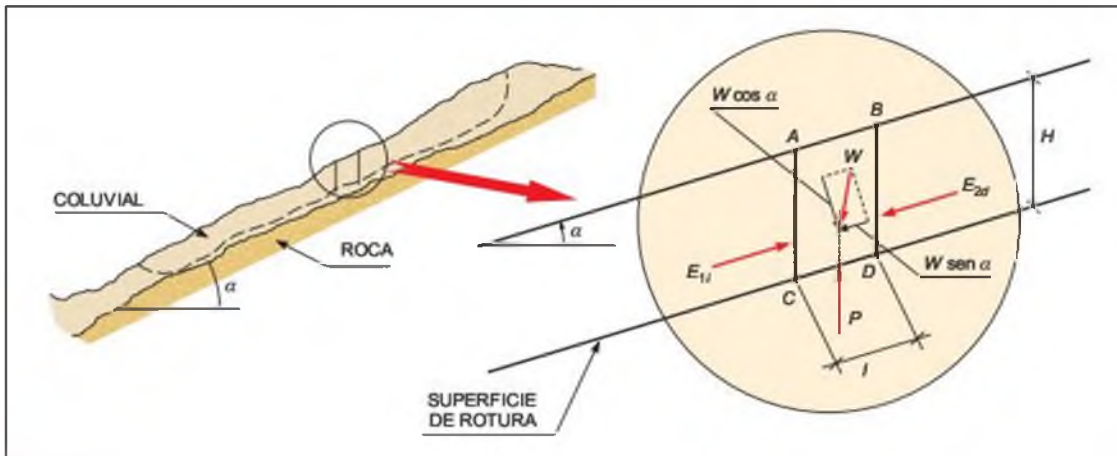


Figura 9.27 Rotura plana en un talud «infinito».

Si existe una presión intersticial permanente, u , y constante a lo largo de plano de rotura:

$$F = \frac{(\sigma_n - u) \operatorname{tg} \phi'}{S} = \frac{(\gamma H \cos^2 \alpha - u) \operatorname{tg} \phi'}{\gamma H \operatorname{sen} \alpha \cos \alpha} = \left(1 - \frac{r_u}{\cos^2 \alpha}\right) \frac{\operatorname{tg} \phi'}{\operatorname{tg} \alpha}$$

donde $r_u = u/\gamma H$ es un **coeficiente de presión intersticial**.

Si existe una filtración paralela al talud, el factor r_u resulta:

$$r_u = \frac{h}{H} \frac{\gamma_w}{\gamma} \cos^2 \alpha$$

siendo h la altura de agua sobre la superficie de deslizamiento.

Con esta notación, el coeficiente de seguridad se puede escribir:

$$F = A \frac{\operatorname{tg} \phi'}{\operatorname{tg} \alpha}$$

siendo A un parámetro que depende de r_u y de α (Figura 9.28).

Si existe cohesión en el terreno, el proceso de análisis es similar:

$$F = \frac{(\sigma_n - u) \operatorname{tg} \phi' + c'}{S}$$

con lo que la expresión final puede escribirse:

$$F = A \frac{\operatorname{tg} \phi'}{\operatorname{tg} \alpha} + B \frac{c'}{\gamma H}$$

siendo $B = 1/(\cos \alpha \operatorname{sen} \alpha)$ un parámetro que depende de la inclinación del talud, α (Figura 9.28).

■ MÉTODO DE LAS CUÑAS

Si bien la hipótesis de rotura según un plano puede ser muy simplista para el caso de suelos, la consideración de una **superficie de forma poligonal**, con la formación de dos o más bloques que se apoyan en los contiguos, puede reproducir adecuadamente el problema en algunos casos, como en las presas de tierras, terraplenes sobre suelos blandos, etc., siempre que se admita una ley de rotura de tipo Mohr-Coulomb en los planos de rotura.

Para este tipo de análisis (denominado «método de las cuñas», aunque no tiene ninguna relación con la rotura tipo cuña en macizos rocosos fracturados) la masa deslizante se divide en varios bloques mediante líneas verticales, tal como muestra la Figura 9.29, para los que se establece el equilibrio de fuerzas verticales y horizontales. El coeficiente de seguridad es la relación entre la resistencia tangencial disponible y la requerida para el equilibrio. El método se aplica de la siguiente manera:

- Se supone una superficie de rotura.
- Se divide la masa deslizante en dos o más cuñas (de forma que cada tramo recto de la superficie de rotura solo afecte a un tipo de terreno).
- Se calcula el peso de cada cuña.
- Se supone un valor para el coeficiente de seguridad, F_1 , y se calculan los valores $c_m = c/F_1$ y $\operatorname{tg} \phi_m = \operatorname{tg} \phi/F_1$.
- Se construye el polígono de fuerzas para la cuña extrema (número 2 de la Figura 9.29) a partir del valor de ϕ_m y suponiendo un valor para el ángulo δ , con lo que se puede cerrar el polígono.
- A partir de lo obtenido, se establece el equilibrio en el siguiente bloque (y así sucesivamente

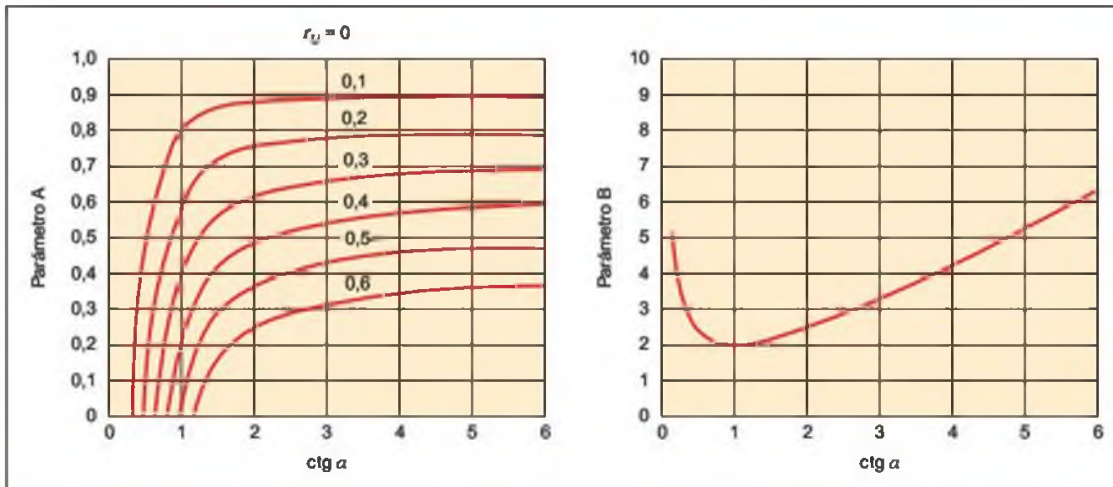


Figura 9.28 Abacos para el cálculo de estabilidad de taludes infinitos.

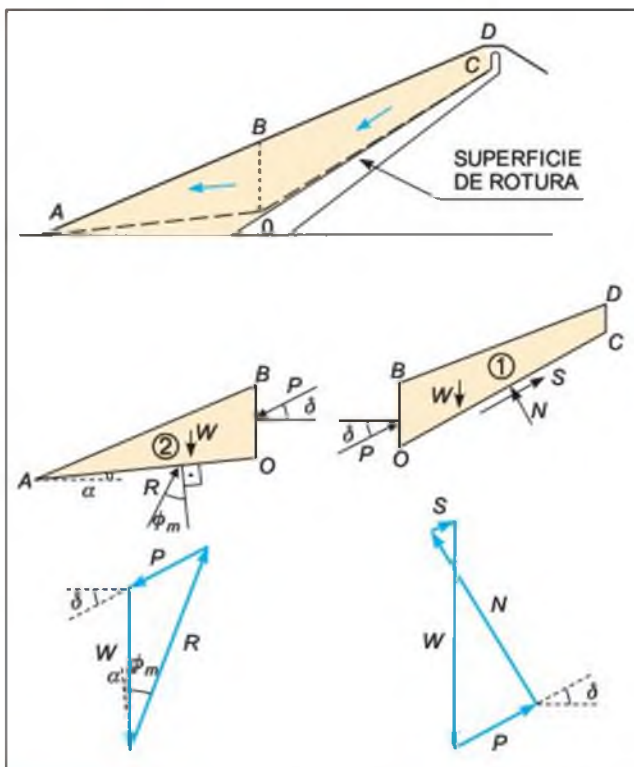


Figura 9.29 Método de las cuñas para análisis de rotura poligonales.

hasta llegar al último bloque, en su caso) en el que se calcula la fuerza S necesaria para el cierre del polígono, comprobándose si hay equilibrio para los valores de la cohesión y rozamientos movilizados, c_m y ϕ_m .

- Si hay equilibrio, el coeficiente de seguridad es F_1 . En caso contrario, se supone otro valor, F_2 ,

y se inicia el cálculo de nuevo hasta obtener el coeficiente de seguridad de la superficie tomada.

- Se adopta otra nueva superficie poligonal y se inicia el proceso de nuevo, hasta obtener la superficie con menor valor de F .

Es muy frecuente suponer $\delta = 0$, es decir, que los empujes entre bloques son horizontales, aunque en el caso de presas de tierra se suele asumir un cierto valor de δ (igual a ϕ_m como máximo) para representar mejor la cinemática del problema.

■ MÉTODOS DE LA MASA TOTAL. MÉTODO DE TAYLOR

La utilización de superficies de rotura circulares en dos dimensiones es una hipótesis muy utilizada en la práctica y representa el problema real en taludes de altura finita, cuando no existen zonas de terreno que definen claramente el desarrollo de superficies de rotura. Sobre la superficie de rotura se ejercen las acciones que se esquematizan en la Figura 9.30:

- El peso propio, W , de la masa de suelo.
- La presión intersticial del agua, distribuida a lo largo de la superficie de rotura, con la resultante U .
- Un esfuerzo tangencial distribuido sobre la superficie de rotura, de resultante $T(R_c + R_\phi)$.
- Un esfuerzo normal distribuido sobre dicha superficie, de resultante N .

Con la definición del coeficiente de seguridad, F , ya indicada, considerando el criterio de rotura de Mohr-Coulomb y un terreno homogéneo, la resistencia tangencial movilizada para llegar al equilibrio estricto ($F = 1,0$) será:

$$S = \frac{\tau}{F} = \frac{c}{F} + \sigma_n \frac{\text{tg } \phi}{F}$$

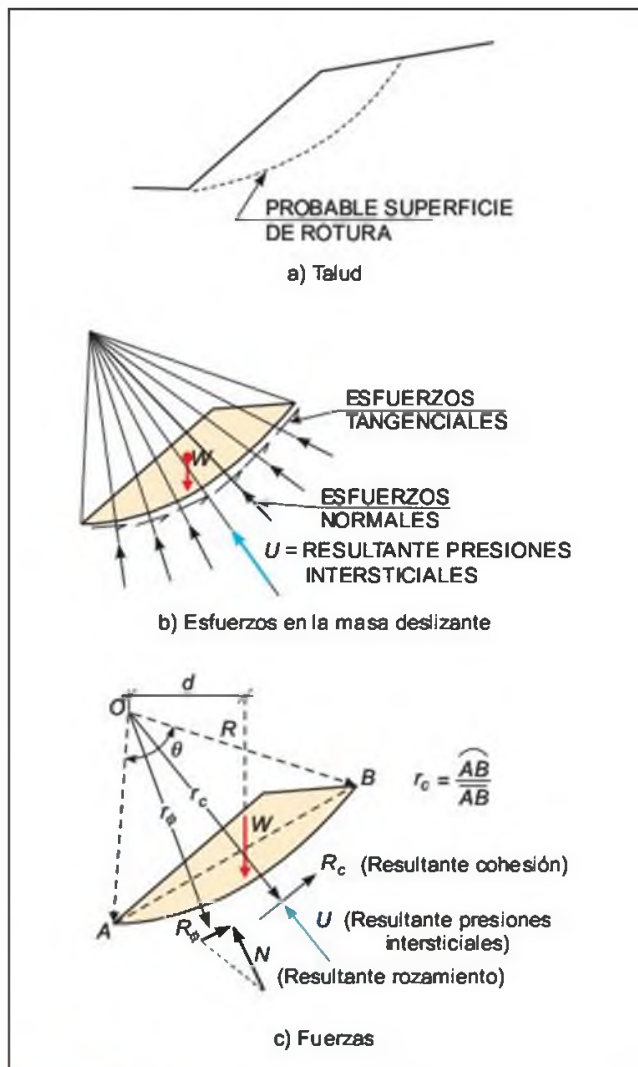


Figura 9.30 Fuerzas que actúan sobre una superficie de rotura curva.

por lo que los esfuerzos distribuidos en la superficie de rotura pueden sustituirse por:

- La resultante debida a la cohesión,

$$R_c = \int_0^{\theta} (c/F) d\theta$$

su línea de acción será paralela a la cuerda \overline{AB} .

- La resultante de esfuerzos normales, \overline{N} ; se desconoce su magnitud y posición, aunque debe ser normal a la superficie de rotura supuesta.
- La resultante tangencial debida al rozamiento, R_ϕ ; debe de ser normal a \overline{N} y cumplir $R_\phi = \overline{N} \operatorname{tg} \phi / F$, aunque al no conocer la posición y magnitud de \overline{N} , también se desconocen para R_ϕ .

Aparecen así más incógnitas (F , magnitud y posición de N y un parámetro que defina la posición de R_ϕ) que ecuaciones disponibles (las de equilibrio de fuerzas y momentos en la superficie de rotura), con lo que el problema es estáticamente indeterminado.

Si el suelo es arcilloso y la rotura se produce sin drenaje, la resistencia viene dada por $c = S_u$ y $\phi = 0$, siendo S_u la resistencia al corte sin drenaje, con lo que el problema queda determinado. El coeficiente de seguridad puede calcularse fácilmente tomando momentos de las fuerzas actuantes con respecto al centro del círculo de rotura:

$$Wd = R_c r_c \Rightarrow F = \frac{S_u R^2 \theta}{Wd}$$

Si la cohesión no es constante a lo largo del círculo, basta dividir éste en n tramos en que sí lo sea, de amplitud θ_i para el ángulo que los define, con lo que F resulta:

$$F = \frac{R^2 \sum_{i=1}^n S_{u_i} \theta_i}{Wd}$$

Si el análisis se realiza teniendo en cuenta el rozamiento ($c \neq 0$, $\phi \neq 0$), debido a la naturaleza del terreno o a las condiciones de drenaje, es necesario añadir alguna hipótesis complementaria para resolver el problema. La más difundida puede considerarse la de Taylor, que admite que la resultante de las fuerzas normales está concentrada en un solo punto, dando lugar al denominado «método del círculo de rozamiento» o **método de Taylor** (Taylor, 1948), en el que es necesario realizar diversos tanteos gráficos o analíticos.

A partir de este método, Taylor analizó el problema adimensionalmente para suelos homogéneos, a fin de poder establecer unos ábacos de uso sencillo. Según se considere terreno solo con cohesión (estabilidad a corto plazo en arcillas saturadas, o sea, rotura sin drenaje) o suelos con rozamiento interno, se pueden emplear respectivamente los ábacos de las Figuras 9.32 y 9.33. En el primer caso, para el análisis hay que considerar la presencia de una capa dura que imponga un límite a la profundidad de los círculos de rotura (Figura 9.31). El ábaco de la Figura 9.32 relaciona los parámetros D (relación entre la profundidad de la capa dura y la altura del talud), ψ (ángulo del talud) y N_s (coeficiente de estabilidad). A partir de los valores de D y ψ se obtienen los valores de N_s y del coeficiente de seguridad, F :

$$N_s = \gamma HF / c \Rightarrow F = c N_s / \gamma H$$

Los círculos de rotura más desfavorables pueden ser del tipo:

- Círculos de pie, cuando pasan por el pie del talud.

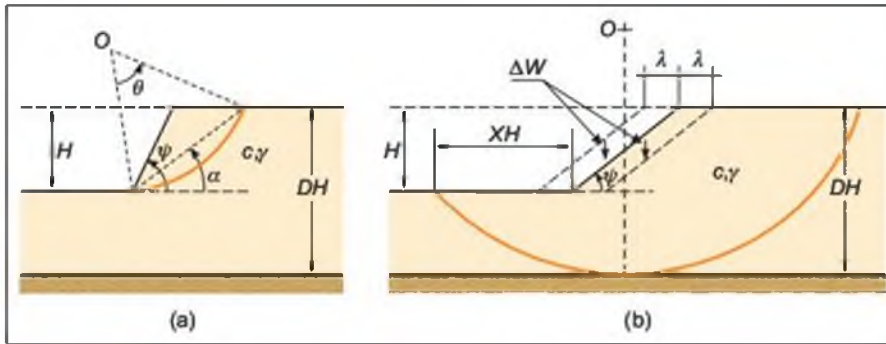


Figura 9.31 Superficies de rotura: a) círculo de pie, b) círculo de punto medio (Jiménez Salas y otros, 1976).

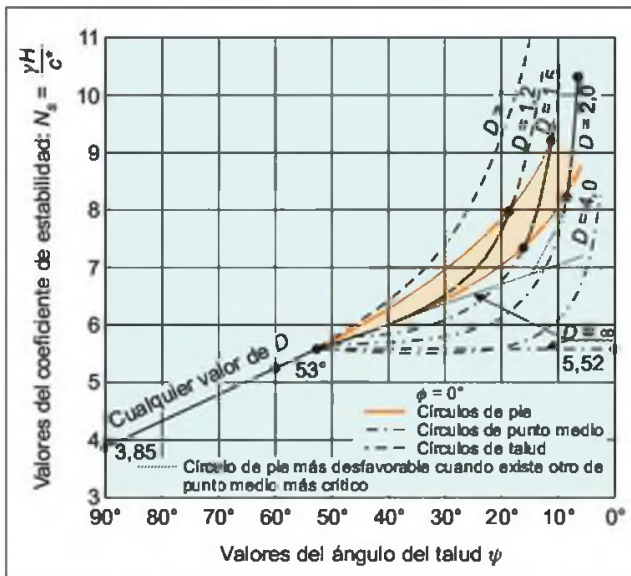


Figura 9.32 Estabilidad a corto plazo en arcillas saturadas (Jiménez Salas y otros, 1976).

- Círculos de punto medio, tangentes a la capa dura con centro sobre la vertical del punto medio del talud.
- Círculos de talud, con salida en la cara del talud.

El ábaco de la Figura 9.33 relaciona N_s (número de estabilidad), ψ (ángulo del talud) y ϕ para valores de ϕ entre 0° y 25° . En el Recuadro 9.2 se presenta un ejemplo de aplicación.

Si existe un nivel freático a mitad del talud pueden usarse también estos ábacos con un peso específico medio del terreno como se indica en la Figura 9.34.

■ ÁBACOS DE HOEK Y BRAY

Basados en el método de Taylor, los ábacos de Hoek y Bray (1981) permiten el cálculo del coeficiente de

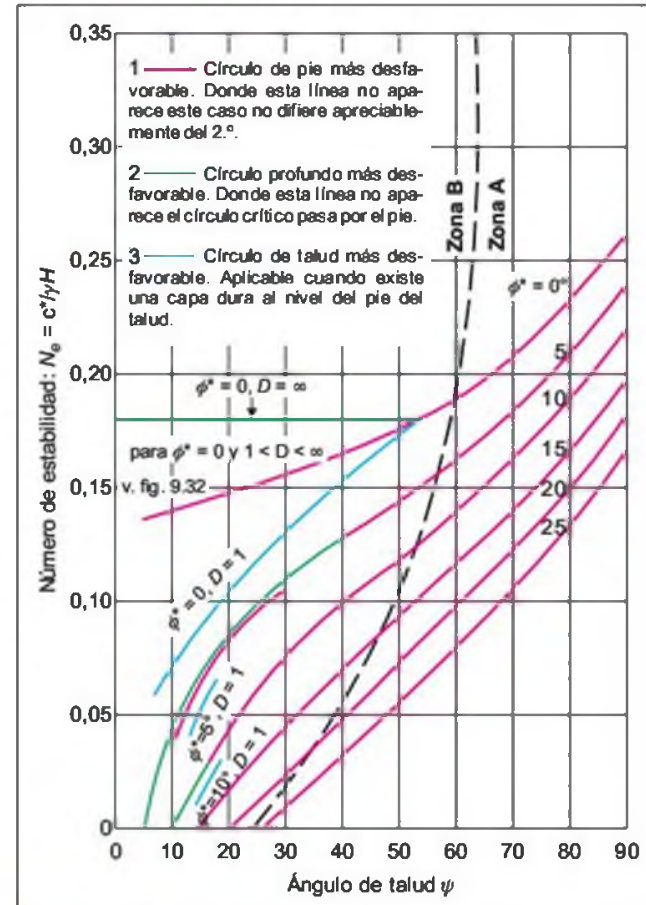


Figura 9.33 Estabilidad de taludes homogéneos en terrenos con rozamiento interno (Taylor, 1961; en Jiménez Salas y otros, 1976). En la zona A el círculo crítico de pie queda totalmente por encima del pie del talud. En la zona B el círculo de pie más desfavorable penetra por debajo del pie del talud. Para el significado de D y ψ ver Figura 9.31.

seguridad de taludes en suelos con rotura circular por el pie del talud, de forma rápida y sencilla, a partir de

Ejemplo de aplicación del método de Taylor

Se quiere conocer el coeficiente de seguridad de un talud de 10 m de altura y 30° de inclinación, en un terreno con una cohesión de 1 t/m², un rozamiento interno de 18° y un peso específico aparente de 1,8 t/m³.

En primer lugar se supone que el coeficiente de seguridad referido a la cohesión F_c tiene un cierto valor, por ejemplo 1,3, con lo que se puede determinar el número de estabilidad, N_c :

$$N_c = \frac{c^*}{\gamma H} = \frac{c/F_c}{\gamma H} = \frac{1/1,3}{1,8 \times 10} = 0,042$$

Si se introducen en el ábaco de la Figura 9.33 este valor y el ángulo del talud (30°) se obtendría un ángulo de rozamiento para el equilibrio límite, ϕ^* , de unos 16,5°. El coeficiente de seguridad resultante frente al rozamiento será:

$$F_\phi = \frac{\text{tg } \phi}{\text{tg } \phi^*} = \frac{\text{tg } 18^\circ}{\text{tg } 16,5^\circ} = 1,09$$

Este valor es inferior al valor supuesto de 1,3, por lo que el coeficiente de seguridad real estará comprendido

entre ambos. Si se vuelve a tantear con otro valor de F_c , por ejemplo 1,20, se obtiene $F_\phi = 1,21$, por lo que el coeficiente de seguridad real será igual a 1,205.

Si se desea averiguar la inclinación de un talud que tenga un coeficiente de seguridad $F = 1,5$ y una altura de 15 m, en un terreno con parámetros iguales a los del ejemplo anterior, se aplica el coeficiente de seguridad de 1,5 a c y a $\text{tg } \phi$, con lo que el número de estabilidad será:

$$N_c = \frac{1/1,5}{1,8 \times 15} = 0,0247$$

y el valor del rozamiento para el equilibrio límite:

$$\text{tg } \phi^* = \frac{\text{tg } \phi}{F_\phi} = \frac{\text{tg } 18^\circ}{1,5} = 0,2166 \Rightarrow \phi^* = 12,22^\circ$$

Introduciendo en el ábaco de la Figura 9.33 los valores de N_c y de ϕ^* se obtiene un ángulo de inclinación del talud de unos 18°, que es el valor buscado.

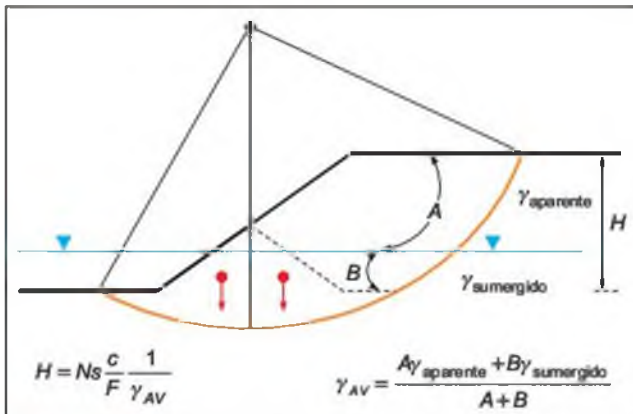


Figura 9.34 Corrección del peso específico para utilizar los ábacos de Taylor.

los datos geométricos del talud y de los parámetros resistentes del suelo. Se asumen las hipótesis:

- El material del talud es homogéneo.
- Se considera la existencia de una grieta de tracción.
- La tensión normal se concentra en un único punto de la superficie de rotura.

Se consideran cinco casos con respecto a la situación de la superficie freática en el talud, desde seco a saturado, con flujo paralelo al talud, en función de lo que se elige uno de los cinco ábacos de cálculo. En el Recuadro 9.3 se presenta un ejemplo de aplicación; para otras situaciones del nivel freático deben aplicarse los ábacos correspondientes, incluidos en la bibliografía citada.

■ MÉTODO DE REBANADAS. MÉTODO DE BISHOP

La hipótesis de Taylor asume que las tensiones normales en la superficie de rotura están concentradas en un único punto, lo que supone un cierto error, aunque, en general, queda del lado de la seguridad. Además, el ábaco de Taylor solo permite introducir la presencia de agua en el caso de suelo homogéneo y nivel freático horizontal (Figura 9.34). Para evitar estos inconvenientes, Bishop desarrolló en 1955 un método «de rebanadas», el método de Bishop, con las siguientes hipótesis y desarrollo (Recuadro 9.4):

- Se supone una superficie de rotura circular.
- La masa deslizante se divide en n rebanadas o fajas verticales.



Recuadro 9.3

Cálculo del coeficiente de seguridad de un talud en suelos con los ábacos de Hoek y Bray

Se desea obtener el coeficiente de seguridad de un talud excavado en suelos de altura $H = 12$ m e inclinación $\psi = 35^\circ$, parcialmente saturado, y con los parámetros resistentes del suelo $c' = 1,5$ t/m², $\phi' = 25^\circ$ y $\gamma = 1,8$ t/m³.

Para la obtención del coeficiente de seguridad se siguen los pasos:

- Se selecciona el ábaco correspondiente según la posición del nivel freático en el talud; en este caso, la superficie es asimilable a la de la Figura A, que se corresponde con el ábaco n.º 3 (Figura B).



Figura A. Hipótesis n.º 3 para la situación de la superficie freática en el talud, correspondiente al afloramiento del mismo a una distancia $4H$ desde la coronación del talud.

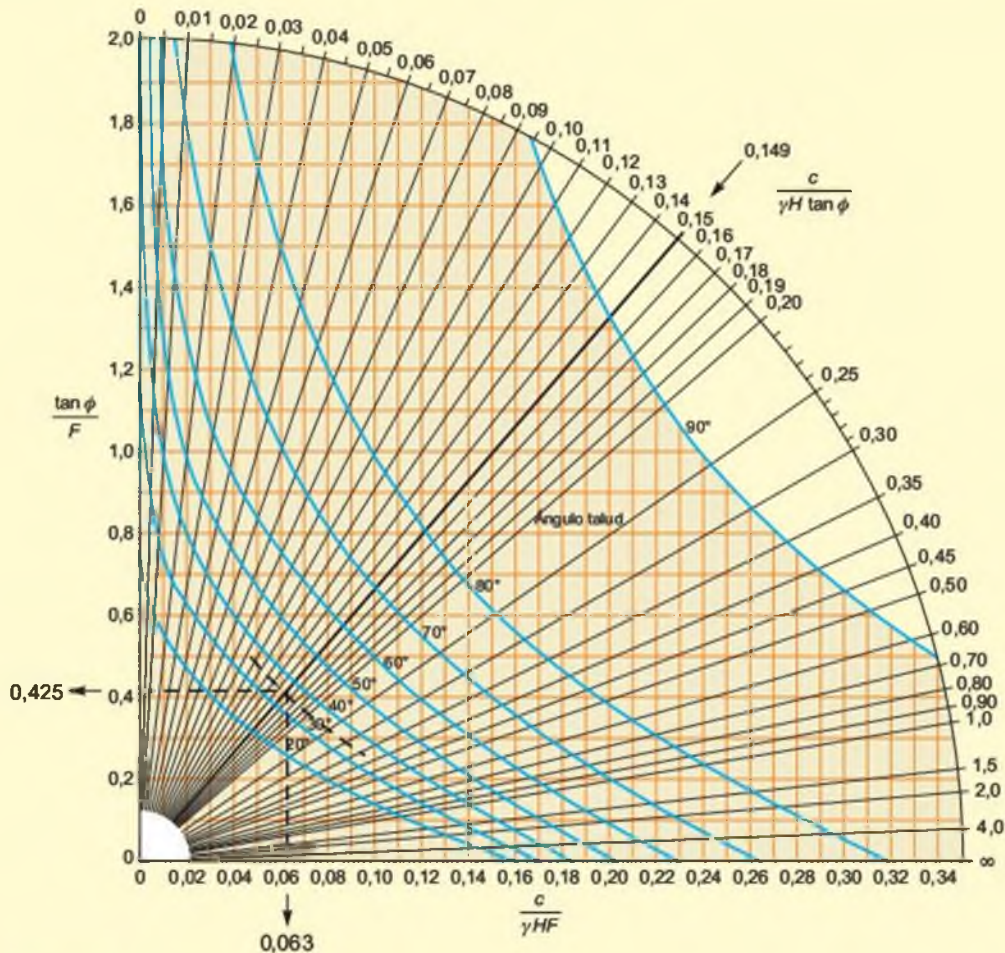


Figura B. Ábaco n.º 3 de Hoek y Bray para rotura circular en suelos.

- Se calcula el valor de la expresión $c'/(\gamma H \operatorname{tg} \phi')$, y se entra en el ábaco con este valor.
- El punto de corte de la recta correspondiente al valor anterior con la curva correspondiente al ángulo del talud permite leer en los ejes de ordenadas y abscisas los valores de las expresiones $\operatorname{tg} \phi'/F$ y $c'/(\gamma HF)$, a partir de las cuales se despeja F .

Para los datos del ejemplo:

$$c'/(\gamma H \operatorname{tg} \phi') = 1,5/(1,8 \times 12 \times 0,466) = 0,149$$

$$\operatorname{tg} \phi'/F = 0,425$$

$$c'/(\gamma HF) = 0,063$$

de donde se despeja el valor de $F = 1,1$.

Los ábacos permiten, igualmente, obtener los valores correspondientes de c' y ϕ' para un determinado coeficiente de seguridad F y un ángulo de talud.

- Se establece el equilibrio de momentos de las fuerzas actuantes en cada rebanada respecto al centro del círculo.
- De la condición de equilibrio de fuerzas verticales en cada rebanada se obtienen las fuerzas N (normales a la superficie de rotura) y se sustituyen en la ecuación resultante de equilibrio de momentos.
- El método de Bishop simplificado (el más conocido y utilizado) supone, además, que las fuerzas de contacto entre cada dos rebanadas no influyen, por estar equilibradas.
- Se obtiene, así, la expresión del coeficiente de seguridad, F , de la superficie considerada (Recuadro 9.4).

Dado que F no aparece en esta expresión de forma explícita es necesario realizar varias iteraciones para obtener su valor, aunque la convergencia suele ser muy rápida.

Una vez obtenido el coeficiente de seguridad F de la superficie considerada, se supone otra superficie circular y se determina el nuevo valor de F , y así sucesivamente hasta obtener el mínimo. Normalmente estas expresiones se programan y se analizan círculos con diferentes centros y radios, hasta encontrar el que proporcione el valor de F mínimo (Figura 9.35).

Existen numerosos métodos de rebanadas, más modernos, y que intentan reproducir mejor el fenómeno de inestabilidad, estableciendo diversas hipótesis entre las fuerzas existentes en los contactos entre rebanadas (que el método de Bishop desprecia suponiendo que no dan momentos). Incluso consideran superficies no circulares (como el método de Jambu), sustituyéndola por una espiral logarítmica (que quizás se ajuste mejor a lo observado en campo) o una superficie poligonal. Cabe destacar, en este sentido, los métodos de Morgenstern-Price y de Spencer, que conducen a soluciones más exactas. Pero todos tienen algún inconveniente, por lo que, en la práctica, sigue siendo muy habitual, para roturas circulares, la utilización del

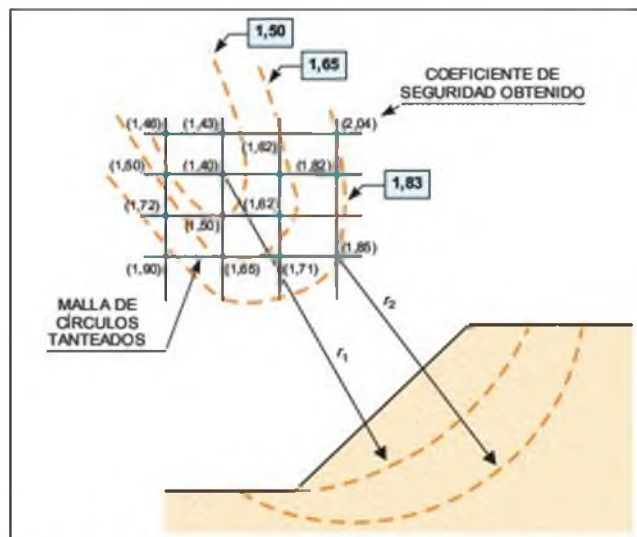


Figura 9.35 Tanteo con diversos círculos (con diferente centro y radio) y obtención del coeficiente de seguridad mínimo (1,4) correspondiente al talud.

método simplificado de Bishop, aunque presente problemas para presiones intersticiales altas y rozamientos elevados. En IGME (1987) se incluyen diversos ábacos para la determinación de forma rápida del coeficiente de seguridad del talud en algunos casos particulares respecto a la posición del nivel freático.

Los programas de ordenador disponibles presentan la ventaja de que pueden realizarse un número muy elevado de cálculos en poco tiempo, analizando las numerosas superficies de rotura potencial de un talud, circulares y no circulares, mediante diferentes métodos de equilibrio límite aproximados y exactos (Bishop, Jambu, Spencer, Lowe and Karafiath, etc.), pudiendo incluir en los análisis fuerzas externas y las debidas al agua. También cuentan con la ventaja de proporcionar salidas gráficas con los resultados y la posición de las superficies analizadas (Figura 9.36).

Recuadro 9.4

El método de Bishop simplificado

A partir de las fuerzas actuantes sobre cada una de las rebanadas consideradas en el talud, se establece el equilibrio de momentos:

$$\Sigma S \cdot R = \Sigma W \cdot x = \Sigma W \cdot R \text{ sen } \alpha$$

Como:

$$F = (cA + N \text{tg } \phi) / S$$

el valor de S es:

$$S = (cA + N \text{tg } \phi) / F$$

luego:

$$\Sigma \frac{cA + N \text{tg } \phi}{F} R = \Sigma (WR \text{ sen } \alpha)$$

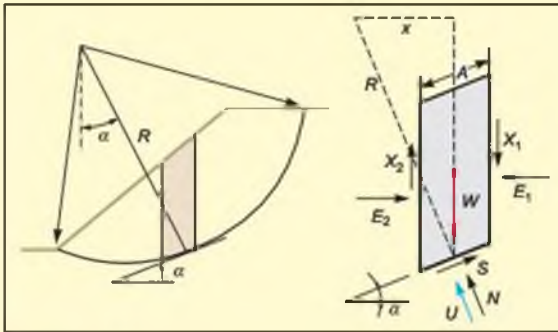


Figura A. Fuerzas actuando en una rebanada.

$$F = \frac{\Sigma (cA + N \text{tg } \phi)}{\Sigma (W \text{ sen } \alpha)}$$

Para despejar la incógnita N se establece el equilibrio vertical en la rebanada:

$$W + \Delta X = N \text{ cos } \alpha + U \text{ cos } \alpha + S \text{ sen } \alpha$$

sustituyendo S y despejando N se obtiene:

$$N = \frac{W + \Delta X - U \text{ cos } \alpha - [(cA + N \text{tg } \phi) / F] \text{ sen } \alpha}{\text{ cos } \alpha}$$

de donde:

$$N = \frac{W + \Delta X - [(cA \text{ sen } \alpha / F) + U \text{ cos } \alpha]}{\text{ cos } \alpha + [(\text{tg } \phi \text{ sen } \alpha) / F]}$$

y el coeficiente de seguridad queda (considerando $\Delta X = 0$):

$$F = \frac{\Sigma [cA \text{ cos } \alpha + (W - U \text{ cos } \alpha) \text{tg } \phi] [1 / M_i(\alpha)]}{\Sigma W \text{ sen } \alpha}$$

donde:

$$M_i(\alpha) = \text{ cos } \alpha \left(1 + \frac{\text{tg } \phi \text{ tg } \alpha}{F} \right)$$

Para el cálculo de $M_i(\alpha)$ puede utilizarse el ábaco de la Figura B.

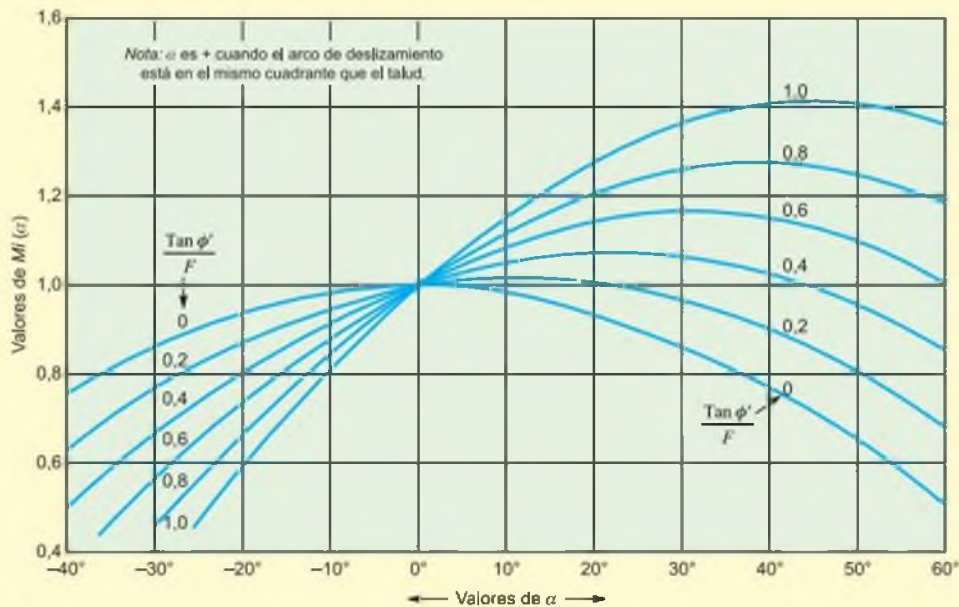


Figura B. Ábaco para obtener el valor de $M_i(\alpha)$ de la expresión de Bishop.

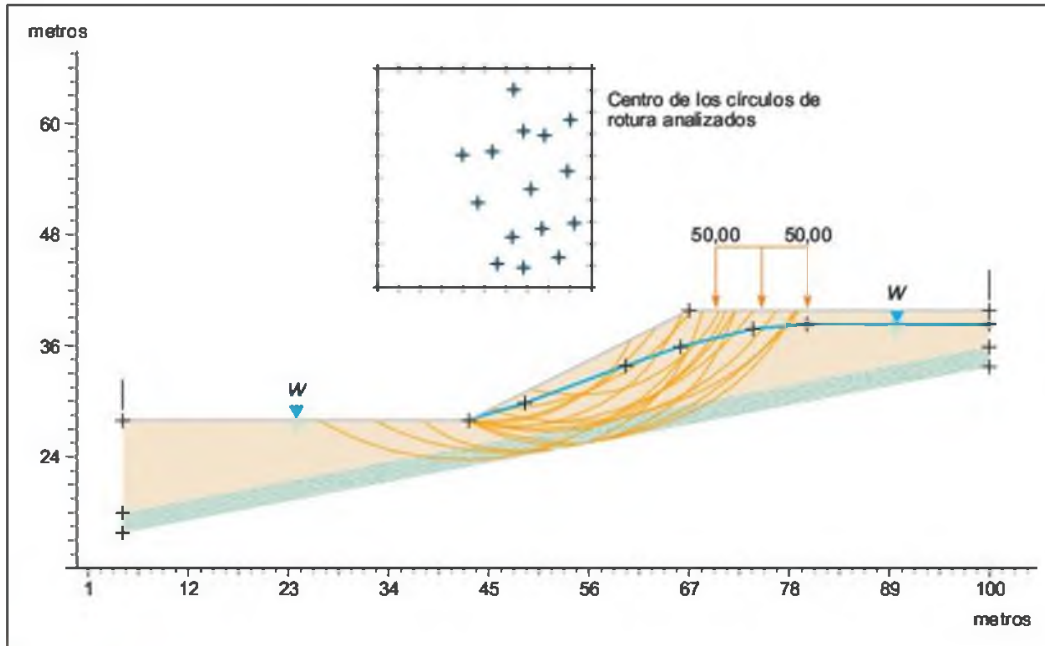


Figura 9.36 Salida gráfica del programa Slide, con la representación de las superficies de rotura potencial analizadas.

■ **CONSIDERACIONES A TENER EN CUENTA EN LOS ANÁLISIS DE ESTABILIDAD**

- En el diseño de taludes debe tenerse en cuenta la inclinación de las laderas naturales estables; en la Figura 9.37 se incluyen los resultados obtenidos de estudios de campo, que permiten estimar la inclinación del talud en función de la inclinación existente previamente en la ladera, según el tipo de terreno.
- Los métodos de análisis enumerados describen condiciones matemáticas entre tensiones. Deben adaptarse a las condiciones reales de drenaje del problema a resolver, llevando a cabo análisis en tensiones totales o en efectivas. En situaciones de obra donde la excavación y construcción se efectúa de forma rápida, pueden hacerse análisis en tensiones totales, pero a largo plazo los análisis deben hacerse en tensiones efectivas.
- Los métodos expuestos (excepto el de «rebandas») utilizan valores únicos de los parámetros c y ϕ ; sin embargo éstos son función del estado del terreno, el cual puede variar a lo largo de la superficie de rotura. Normalmente en la densidad seca del terreno de un talud puede haber variaciones del orden de un 10 %, con lo que el índice de huecos puede variar en un 15-20 %, lo que puede llevar a variaciones del ángulo de rozamiento de 5°-6° en arenas.

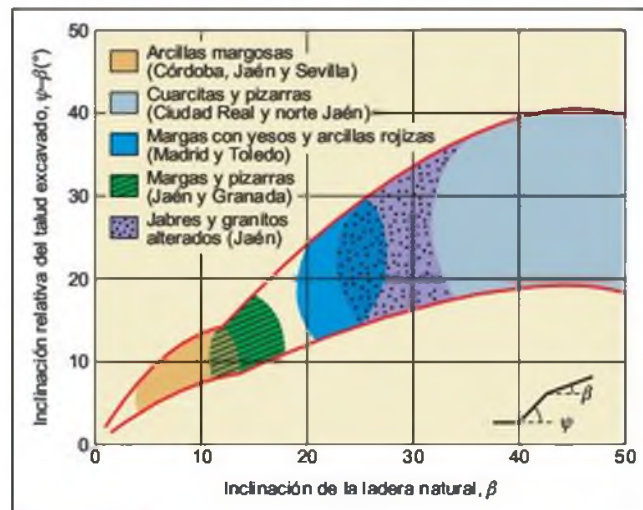


Figura 9.37 Relación entre la inclinación de la ladera natural y el talud excavado (Oteo, 1997).

- En arcillas saturadas, la resistencia al corte sin drenaje, S_u , varía en función de su razón de sobreconsolidación (OCR); además debería tenerse en cuenta el tipo de deformación en el terreno, a lo largo de la superficie de deslizamiento, a la hora de determinar la resistencia, a fin de realizar ensayos de laboratorio representativos.
- Los métodos en sí condicionan, parcialmente, la influencia de los parámetros; en el caso de taludes «infinitos» es habitual que la cohesión

sea muy pequeña o nula en la superficie de deslizamiento, puesto que ésta viene marcada por alguna discontinuidad en la que suele circular el agua. Si se acepta el valor $c = 0$, resulta que $F = \text{tg } \phi / \text{tg } \alpha$, con lo que, para una geometría dada, F depende linealmente de $\text{tg } \phi$, y una variación de 2º supone una variación del orden del 8-12 % en el valor de F . Si el coeficiente de seguridad de un talud es bajo (del orden de 1,15), F puede bajar localmente a 1,0 y producirse el deslizamiento.

- El cálculo de las presiones intersticiales en la superficie de rotura supone la determinación previa de la red de flujo en el talud, lo que no siempre es fácil; se puede obtener a partir de un nivel freático estático equivalente o introduciendo en los cálculos valores del coeficiente $r_u = u/\gamma H$ adecuados (por ejemplo, en cada rebanada).
- Existen factores influyentes en la estabilidad del talud no tenidos en cuenta en estos análisis, como los ambientales (evapotranspiración, erosión superficial, vegetación, etc.), que afectan a los parámetros de resistencia al corte del terreno, a las condiciones hidrogeológicas, etc.
- Los análisis con métodos de rebanadas correctamente aplicados dan resultados aceptables; es recomendable dibujar previamente las posibles superficies de rotura y considerar superficies de tanteo similares, no limitándose a introducir en el ordenador datos de centros y radios sin observar previamente su posición en el talud analizado.

Taludes en rocas

■ ROTURA PLANA

Es el caso más simple de análisis. A partir de las fuerzas actuantes sobre la superficie de rotura considerada, se establece la ecuación del coeficiente de seguridad (Figura 9.38a y 9.26):

$$F = \frac{cA + (W \cos \alpha - U) \text{tg } \phi}{W \sin \alpha}$$

donde:

- cA = fuerza debida a la cohesión en el plano de deslizamiento.
- $(W \cos \alpha - U) \text{tg } \phi$ = fuerza debida al rozamiento en el plano.
- $W \cos \alpha$ = componente estabilizadora del peso (normal a la superficie de deslizamiento).
- U = fuerza total debida a la presión de agua sobre la superficie de deslizamiento.

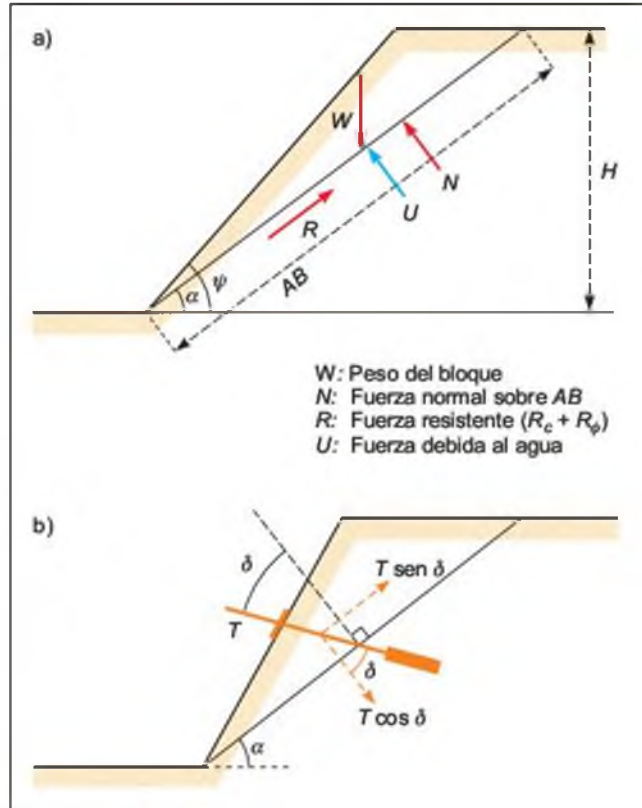


Figura 9.38 a) Fuerzas actuando sobre una superficie de deslizamiento plana. b) Fuerzas ejercidas por un elemento externo resistente (anclaje) aplicado sobre el talud.

- $W \sin \alpha$ = componente del peso tendente al deslizamiento (paralela a la superficie de deslizamiento).

En caso de existencia de grieta de tracción rellena de agua (Figura 9.39):

$$F = \frac{cA + (W \cos \alpha - U - V \sin \alpha) \text{tg } \phi}{W \sin \alpha + V \cos \alpha}$$

siendo V la fuerza ejercida por el agua sobre la grieta de tracción.

El peso del talud se calcula en base al volumen unitario del bloque deslizante y al peso específico del material, y la fuerza ejercida por el agua se puede estimar por (ver Figura 9.8):

$$U = 1/2 \gamma_w z_w A \quad ; \quad V = 1/2 \gamma_w z_w^2$$

siendo A la longitud de la superficie de deslizamiento.

A partir de esta formulación general, y dependiendo de las características y forma de la rotura plana y de los factores involucrados, se introducen en las ecuaciones las diferentes fuerzas actuantes. Para el caso de una fuerza externa resistente aplicada sobre

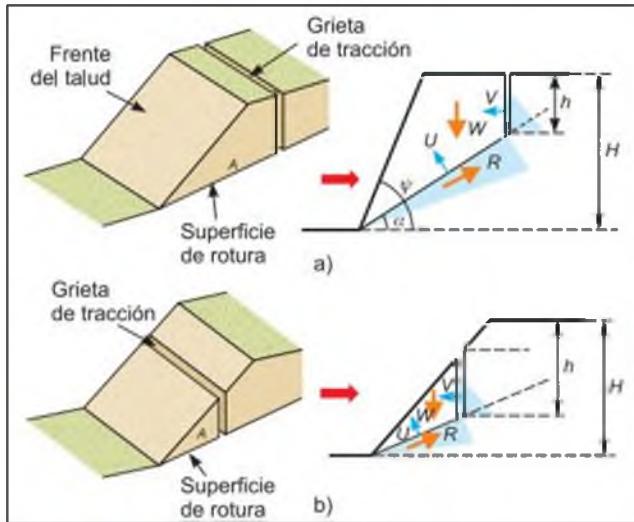


Figura 9.39 Geometría de la rotura plana en un talud. a) Grieta de tracción en cabecera. b) Grieta de tracción en la cara del talud. (Modificado de Hoek y Bray, 1981).

el talud (por ejemplo un anclaje; ver elementos resistentes, en el Apartado 9.5) la expresión del coeficiente de seguridad es (Figura 9.38b):

$$F = \frac{cA + (W \cos \alpha - U + T \cos \delta) \operatorname{tg} \phi}{W \sin \alpha - T \sin \delta}$$

Esta ecuación permite calcular la fuerza de anclaje total necesaria para conseguir un determinado coeficiente de seguridad en un talud. Por ejemplo, si se quiere alcanzar un valor de $F = 1,3$ frente a una rotura plana de un bloque de 70 t de peso, a favor de una superficie con 35° de inclinación, se tiene (considerando para la superficie unos valores de $c = 0$, $\phi = 32^\circ$ y $U = 22$ t, y considerando que el anclaje tiene una inclinación de 30° con respecto a la horizontal, es decir $\delta = 25^\circ$):

$$1,3 = \frac{(70 \cos 35^\circ - 22 + T \cos 25^\circ) \operatorname{tg} 32^\circ}{70 \sin 35^\circ - T \sin 25^\circ}$$

de donde se obtiene un valor de $T = 27$ t, fuerza que podría aplicarse con un solo elemento resistente o entre varios distribuidos en el frente de talud. La magnitud de la fuerza necesaria varía según su orientación con respecto al plano de discontinuidad.

■ ROTURA EN CUÑA

Para el análisis de la estabilidad de una cuña se pueden emplear distintos procedimientos, dependiendo de la exactitud requerida y de la finalidad del análisis.

Las expresiones matemáticas que proporcionan el factor de seguridad de una cuña por el método ana-

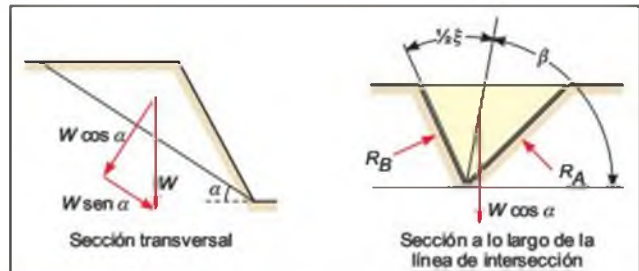


Figura 9.40 Esquema de las fuerzas actuando sobre los planos que forman la cuña (Hoek y Bray, 1981).

lítico (Hoek y Bray, 1981) son complicadas y laboriosas de resolver. En el caso más simple, suponiendo que sólo existe fricción para los dos planos de cuña y que el ángulo de fricción es el mismo para ambos, el coeficiente de seguridad se obtiene (Figura 9.40):

$$F = [(R_A + R_B) \operatorname{tg} \phi] / W \sin \alpha$$

siendo α el ángulo de la línea de intersección con la horizontal.

Para obtener R_A y R_B se han de calcular las fuerzas actuantes en la dirección paralela y perpendicular a la línea de intersección de los planos de cuña:

$$R_A \operatorname{sen} (\beta - 1/2\xi) = R_B \operatorname{sen} (\beta + 1/2\xi)$$

$$R_A \cos (\beta - 1/2\xi) - R_B \cos (\beta + 1/2\xi) = W \cos \alpha$$

despejando R_A y R_B y sumando:

$$R_A + R_B = [W \cos \alpha \operatorname{sen} \beta] / \operatorname{sen} 1/2\xi$$

$$F = [\operatorname{sen} \beta / \operatorname{sen} 1/2\xi] [\operatorname{tg} \phi / \operatorname{tg} \alpha]$$

Si se considera la cohesión de los planos y la presión de agua sobre los mismos, el cálculo se complica. Su desarrollo completo se incluye en Hoek y Bray (1981).

Existen programas de ordenador para el análisis determinístico y probabilístico de la estabilidad de cuñas, que permiten incluir fuerzas debidas a la presión de agua, fuerzas externas, sísmicas, etc., como el programa Swedge, basado en el método de análisis propuesto por los autores citados.

Para el caso simple de una cuña formada por dos planos sin cohesión y sin presencia de agua, los **ábacos de Hoek y Bray** (1981) permiten obtener el coeficiente de seguridad de la cuña a partir de los valores de buzamiento, dirección de buzamiento y ángulo de fricción de los planos. Los ábacos proporcionan dos parámetros adimensionales, A y B , que se introducen en la expresión:

$$F = A \operatorname{tg} \phi_a + B \operatorname{tg} \phi_b$$

donde ϕ_a y ϕ_b son los ángulos de fricción de los dos planos que forman la cuña, siendo el plano A el de menor buzamiento. Este método es rápido y útil para realizar análisis estimativos de la estabilidad de cuñas en las fases de diseño de taludes. En el Recuadro 9.5

se presenta un ejemplo de su aplicación. Los ábacos para análisis de los diferentes casos que se pueden presentar se incluyen en la bibliografía citada.

El análisis completo de la estabilidad de una cuña se puede llevar a cabo mediante el método de John

Recuadro 9.5

Cálculo del coeficiente de seguridad de una cuña con los ábacos de Hoek y Bray

Se considera una cuña formada por los dos planos siguientes:

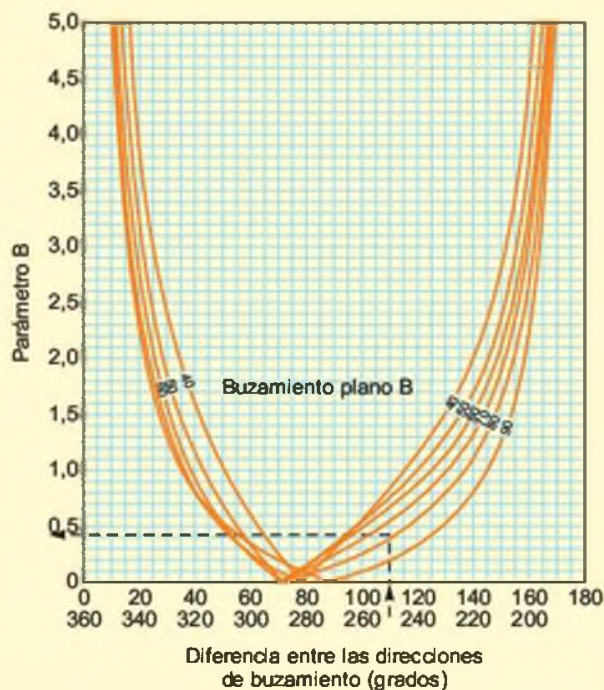
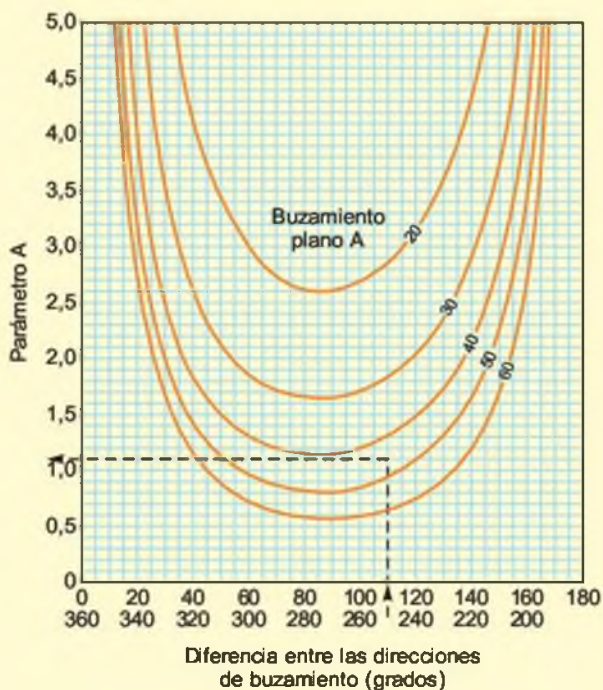
	Buzamiento	Dirección de buzamiento	Ángulo de rozamiento ϕ
Plano A	45°	115°	34,5°
Plano B	75°	225°	37°

El procedimiento a seguir para obtener el factor de seguridad es:

- Se calcula el valor de la diferencia entre los buzamientos de los dos planos: $75^\circ - 45^\circ = 30^\circ$.
- De los diferentes ábacos disponibles (Hoek y Bray, 1981), se seleccionan los dos correspondientes a este valor de 30° .

- Se calcula el valor de la diferencia entre las direcciones de buzamiento de los dos planos: $225^\circ - 115^\circ = 110^\circ$.
- Con este valor de 110° se entra en el ábaco a) en el eje de abscisas y se corta la línea correspondiente al buzamiento del plano A, leyéndose en el eje de ordenadas el valor del parámetro $A = 1,10$.
- Se sigue el mismo procedimiento para el plano B, en el ábaco b), obteniéndose el valor del parámetro $B = 0,45$.
- Con los valores de A y B obtenidos y con los valores del ángulo de rozamiento de los dos planos se calcula el factor de seguridad:

$$F = A \operatorname{tg} \phi_a + B \operatorname{tg} \phi_b = (1,1 \times 0,687) + (0,45 \times 0,753) = 1,09$$



Ábacos para una diferencia de buzamiento entre los planos que forman la cuña de 30° .

(1968), siendo necesario conocer el peso del bloque. Este método se basa en la **representación estereográfica** de las direcciones de las fuerzas que actúan sobre la cuña y los planos que la forman, con la finalidad de conocer los ángulos entre las diferentes fuerzas resultantes que permitan calcular el factor de seguridad. El método se describe a continuación, definiéndose algunos conceptos necesarios para el desarrollo del mismo (Ferrer, 1992).

■ **ANÁLISIS DE LA ESTABILIDAD DE UNA CUÑA POR PROYECCIÓN ESTEREOGRÁFICA. MÉTODO DE JOHN**

— **Concepto de cono de fricción**

El peso del bloque de la Figura 9.41a) se puede descomponer en las componentes normal y tangencial al plano de deslizamiento: $N = W \cos \alpha$ y $S = W \sin \alpha$. Si no existe cohesión sobre el plano, la fuerza que se opo-

ne al deslizamiento del bloque es $R_\phi = N \operatorname{tg} \phi$ y el movimiento tendrá lugar cuando $S > R_\phi$, es decir, cuando $\alpha > \phi$; el **coeficiente de seguridad** vendrá dado por:

$$F = R_\phi / S = (W \cos \alpha \operatorname{tg} \phi) / (W \sin \alpha)$$

o

$$F = \operatorname{tg} \phi / \operatorname{tg} \alpha$$

La fuerza resistente R_ϕ actúa uniformemente en la superficie entre el bloque y el plano, y si la fricción es la misma en cualquier dirección, se puede construir un «cono de fricción» alrededor de la fuerza normal N (Figura 9.41a), cuya base es un círculo de radio R_ϕ y su altura es N . La condición para deslizar, $\alpha > \phi$, se cumple cuando el vector peso W cae fuera de este cono de fricción. En proyección estereográfica, la representación del cono de fricción es la de la Figura 9.41d).

Si existe **cohesión** entre el bloque y el plano, la fuerza resistente debida a la cohesión, R_c , se suma a la

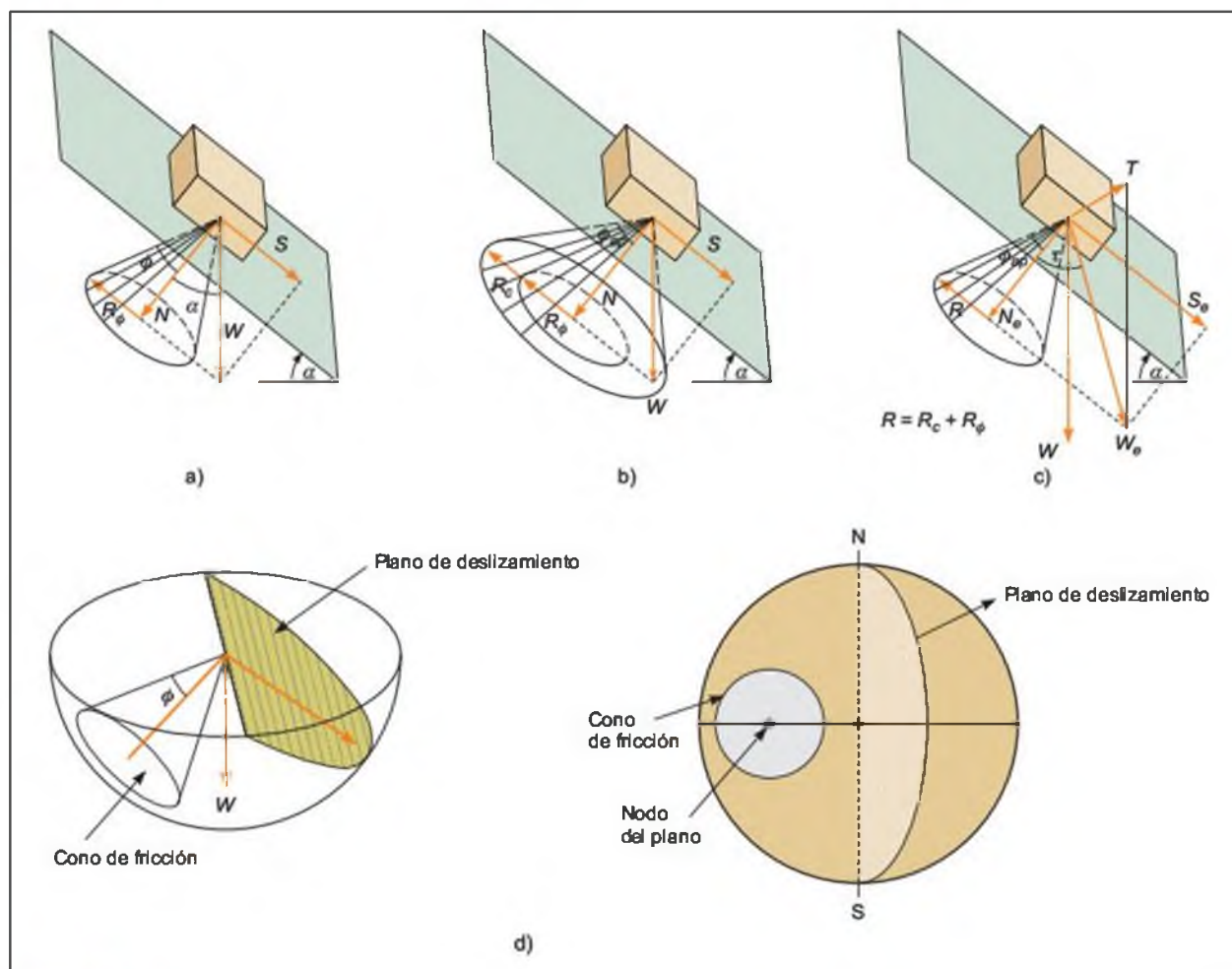


Figura 9.41 Representación del cono de fricción correspondiente a una superficie de deslizamiento potencial para los casos: a) cohesión nula, b) existencia de fricción y cohesión en el plano y c) influencia de una fuerza externa. d) Representación estereográfica del cono de fricción.

fuerza friccional. La base del nuevo cono de fricción, o «cono de fricción aparente», tendrá un radio igual a $R_\phi + R_c$ y una altura N (Figura 9.41b). La «fricción o rozamiento aparente», ϕ_{ap} , puede ser calculada:

$$\operatorname{tg} \phi_{ap} = (R_\phi + R_c)/N = \operatorname{tg} \phi + (cA/W \cos \alpha)$$

y el coeficiente de seguridad:

$$F = (R_\phi + R_c)/S = (W \cos \alpha \operatorname{tg} \phi_{ap})/(W \operatorname{sen} \alpha)$$

o

$$F = (\operatorname{tg} \phi_{ap}/\operatorname{tg} \alpha)$$

siendo A el área de la base del bloque. La condición para que ocurra deslizamiento en estas nuevas condiciones será: $S > R_\phi + R_c$ ó $\alpha > \phi_{ap}$.

Si se considera la influencia de una fuerza externa, ésta puede ser favorable o contraria al deslizamiento. Para analizar el equilibrio del bloque debe calcularse la resultante, W_e , entre el peso W y la fuerza externa T , con la que se realiza el cálculo de igual forma que para los casos anteriores. Según este nuevo vector caiga dentro o fuera del cono de fricción, el bloque será estable o inestable (Figura 9.41c).

El coeficiente de seguridad para este caso es:

$$F = (R_\phi + R_c)/S_e = (W_e \cos \tau \operatorname{tg} \phi_{ap})/(W_e \operatorname{sen} \tau)$$

o

$$F = (\operatorname{tg} \phi_{ap}/\operatorname{tg} \tau)$$

siendo τ el ángulo entre el vector N_e y el vector W_e .

— Cono de fricción para el caso de una cuña

Para el caso de una cuña deben considerarse los ángulos de rozamiento correspondientes a los dos planos de discontinuidad (Figura 9.42a). La fuerza resistente en el plano de cuña A es la resultante Q_a de la fuerza normal N_a y la fuerza resistente R_a que actúa paralela a la línea de intersección de ambos planos. De igual forma, para el plano B la resultante será Q_b . En caso de que la cohesión sea nula, R_a y R_b representan los radios de la base de los conos de fricción de la cuña sobre los planos A y B respectivamente.

Las dos fuerzas Q_a y Q_b se pueden componer en un plano que contiene a la línea de intersección, dando lugar a la resultante Q_i . El plano PQ contiene a Q_i , Q_a y Q_b . De igual forma, si en la Figura 9.42a) se dibuja la resultante de los vectores N_a y N_b en un plano paralelo a la línea de intersección, se obtiene N_i , vector comprendido en el plano PN que a su vez contiene a N_a y a N_b .

Los vectores N_i y Q_i y el vector peso W representan la fuerza resistente R (vector R_i) y la fuerza desestabilizadora S debida al peso (vector $W-N_i$) que actúan sobre la cuña. Su proyección estereográfica

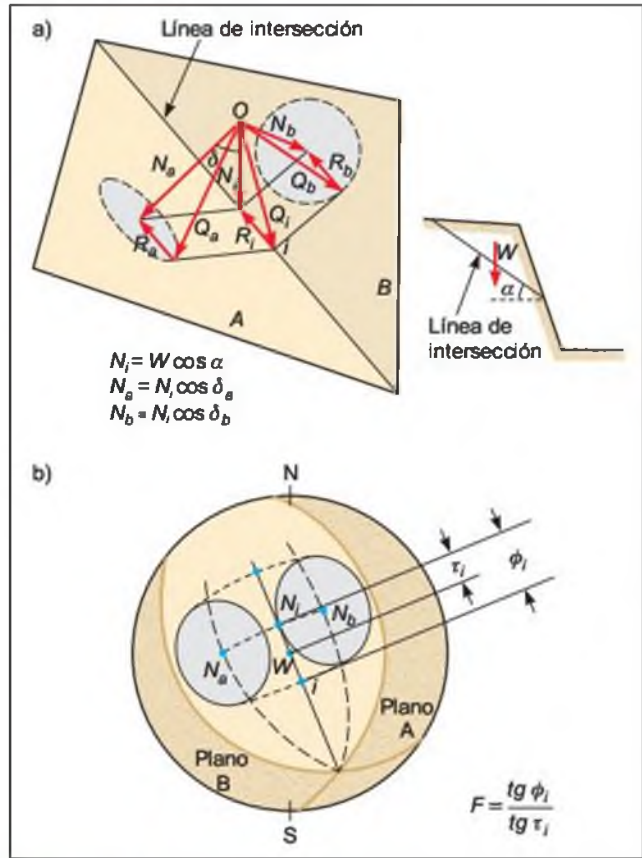


Figura 9.42 a) Representación de los conos de fricción y de las fuerzas actuantes sobre los planos de cuña. b) Proyección estereográfica.

sobre la línea de intersección de la cuña se presenta en la Figura 9.42b) (W se representa en el centro del estereograma). El coeficiente de seguridad será, pues, la relación entre las magnitudes de estos vectores, o la relación entre las tangentes de los ángulos ϕ_i (formado por los vectores N_i-Q_i) y τ_i (formado por los vectores N_i-W):

$$F = \operatorname{tg} \phi_i / \operatorname{tg} \tau_i$$

— Cálculo del coeficiente de seguridad de la cuña

Los datos necesarios para resolver el problema son:

- Dirección y buzamiento de los dos planos de cuña.
- Áreas de los planos.
- Peso de la cuña.
- Valores de la fricción y cohesión de cada plano.
- Valores de los esfuerzos hidrostáticos que actúan normalmente sobre cada plano de la cuña.

En caso de cohesión nula en los dos planos de cuña, los pasos a seguir se describen a continuación. En

el Recuadro 9.6 y en las Figuras 9.43 y 9.44 se incluye un ejemplo del procedimiento, con el desarrollo de todos los pasos.

1. Se representan en el estereograma los planos A y B y sus polos correspondientes, N_a y N_b , y se dibuja la línea de intersección entre los dos planos.

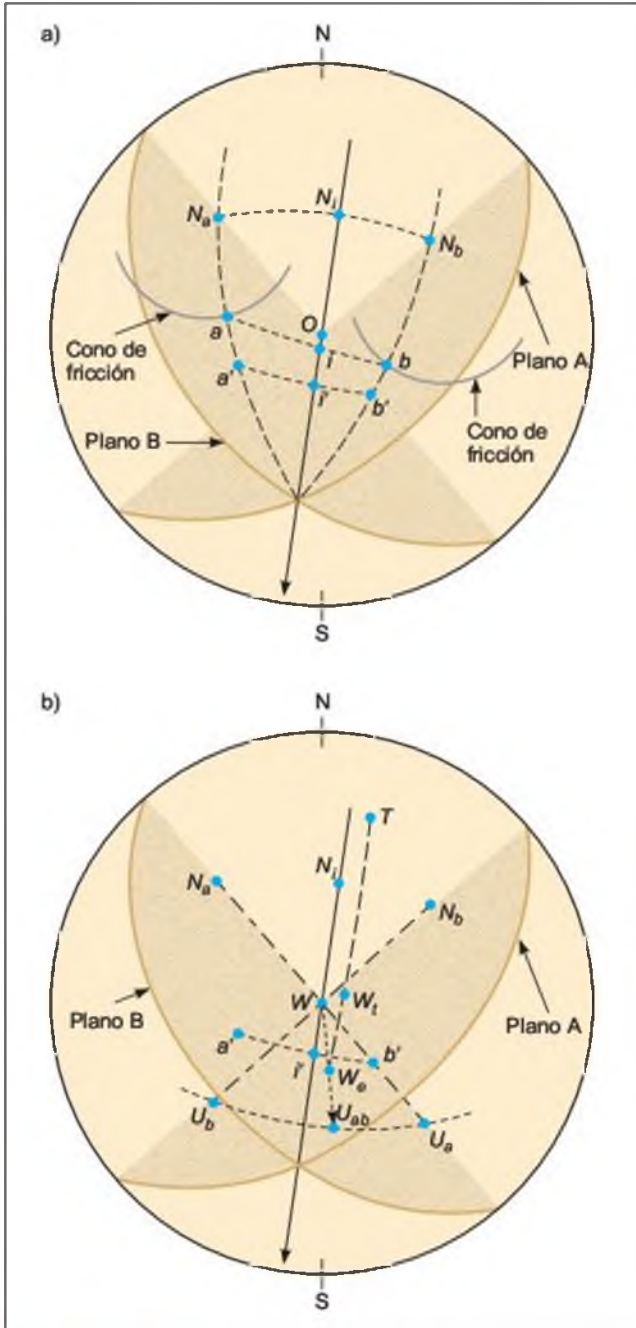


Figura 9.43 Representación estereográfica para análisis de cuñas. Los datos corresponden al ejemplo del Recuadro 9.6.

2. Se trazan dos círculos máximos desde el punto de intersección de los dos planos hasta el polo de cada uno de ellos, N_a y N_b (Figura 9.43a).
3. Se dibujan los conos de fricción de cada plano alrededor de su polo correspondiente (marcando los grados correspondientes a ϕ_a y ϕ_b en todas direcciones alrededor de N_a y N_b respectivamente, y siempre según círculos máximos).
4. Los puntos donde se cortan los conos de fricción con los círculos máximos trazados en 2) definen los puntos a y b (Figura 9.43a).
5. Se traza un círculo máximo que pase por los puntos a y b . Este círculo representa al plano PQ que contiene a los vectores Q_a , Q_b y Q_i , que quedan representados en el estereograma, respectivamente, por $O-a$, $O-b$ y $O-i$, siendo i el punto donde este círculo máximo corta a la línea de intersección de los dos planos A y B, y siendo O el centro del estereograma, donde queda proyectado el peso W del bloque.
6. Se traza un círculo máximo que una los polos N_a y N_b ; el corte de este plano con la línea de intersección determina el punto N_i (punto de aplicación del vector N_i , resultante de las normales N_a y N_b sobre la línea de intersección), y este círculo representa al plano PN que contiene a N_a , N_b y N_i , quedando representados estos tres vectores en el estereograma por $O-N_a$, $O-N_b$ y $O-N_i$.

Una vez dibujados los puntos N_i e i , se puede medir el ángulo de rozamiento aparente correspondiente a la cuña, ϕ_i , definido por los vectores N_i y Q_i . El vector peso W (representado en el centro del estereograma siempre que no exista ninguna fuerza externa) define junto con N_i el ángulo τ_i .

El coeficiente de seguridad, en este caso, se obtiene directamente de la medida de estos dos ángulos en el estereograma:

$$F = \text{tg } \phi_i / \text{tg } \tau_i$$

siendo ϕ_i y τ_i los grados, medidos según círculos máximos, entre $N_i - i$ y entre $W - N_i$ respectivamente.

Si sobre los planos A y B actúan fuerzas de fricción y cohesión, el método para hallar el factor de seguridad es el mismo que en el caso anterior hasta al punto 3, donde deben dibujarse los nuevos conos de fricción aparente sobre cada uno de los planos, correspondientes a $R_\phi + R_c$. El nuevo valor del ángulo de fricción aparente ϕ_{ap} para los planos A y B se calcula:

$$\text{tg } \phi_{ap(a)} = (R_{\phi(a)} + R_{c(a)}) / N_a = (N_a \text{tg } \phi_a + c_a A_a) / N_a$$

$$\text{tg } \phi_{ap(a)} = \text{tg } \phi_a + (c_a A_a / W \cos \alpha \cos \delta_a)$$

por ser: $N_a = N_i \cos \delta_a$ y $N_i = W \cos \alpha$.

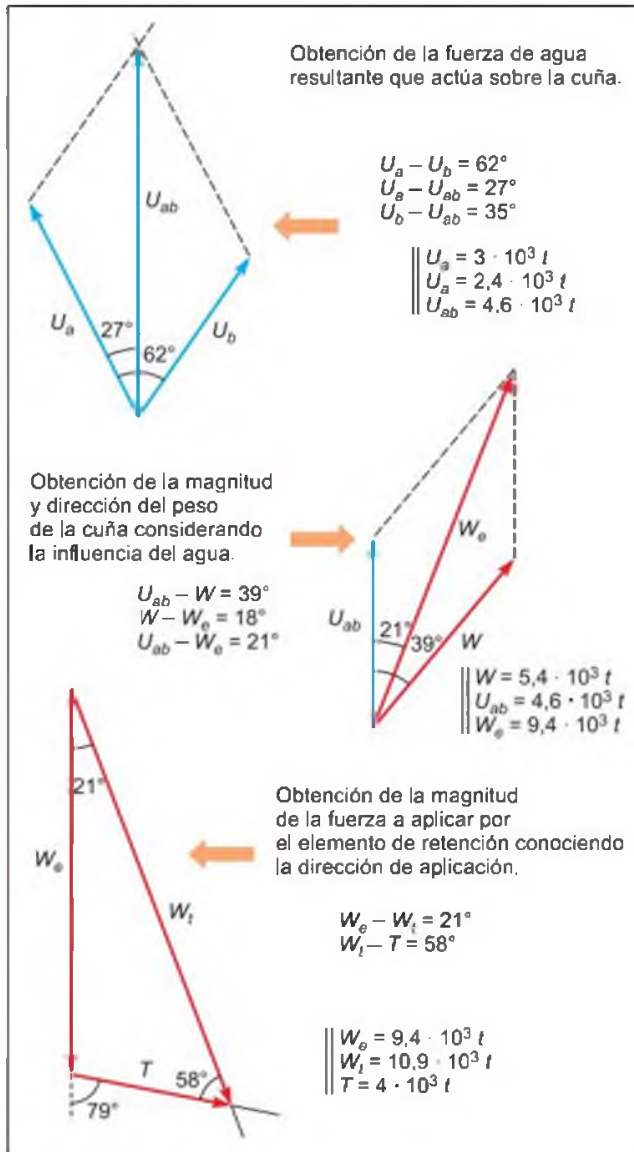


Figura 9.44 Construcciones auxiliares para cálculo de magnitud y dirección de las fuerzas actuantes correspondientes al ejemplo del Recuadro 9.6.

De igual modo:

$$\operatorname{tg} \phi_{\text{ap}(b)} = \operatorname{tg} \phi_b + (c_b A_b / W \cos \alpha \cos \delta_b)$$

siendo α el ángulo de la línea de intersección con la horizontal y δ el ángulo entre $N_i - N_a$ ó entre $N_i - N_b$ respectivamente (Figura 9.42a); es necesario conocer el área de los dos planos que forman la cuña.

Los valores de $\phi_{\text{ap}(a)}$ y $\phi_{\text{ap}(b)}$ serán los correspondientes a los nuevos conos de fricción trazados alrededor de los polos N_a y N_b .

El corte de los nuevos conos de fricción aparente con los círculos máximos trazados en el punto 2 del procedimiento descrito anteriormente definirá los puntos a' y b' (Figura 9.43a). En adelante, el método a

seguir es igual al descrito a partir del punto 5 hasta obtener el nuevo **coeficiente de seguridad**:

$$F = \operatorname{tg} \phi_{i(\text{ap})} / \operatorname{tg} \tau_i$$

Si sobre los planos de cuña actúa **empuje hidrostático**, su influencia sobre el factor de seguridad se evalúa de la siguiente forma:

1. Se proyectan en el estereograma las fuerzas correspondientes a la presión de agua actuando sobre cada uno de los planos, U_a y U_b (son fuerzas perpendiculares a los planos A y B y actúan en sentido contrario a las fuerzas N_a y N_b). Al considerar el centro del estereograma como el punto de aplicación de todas las fuerzas del sistema, se sitúa en este punto el inicio de los vectores U_a y U_b (Figura 9.43b).
2. Se mide el ángulo entre U_a y U_b según un círculo máximo (Figura 9.43b).
3. Con la ayuda de una construcción gráfica (para la que es necesario conocer la magnitud de las fuerzas hidrostáticas que actúan normalmente a cada una de las caras de la cuña), se calcula la resultante U_{ab} y su dirección de actuación, midiendo el ángulo $U_{ab} - U_a$ o el ángulo $U_{ab} - U_b$ (Figura 9.44).
4. Se proyecta la resultante U_{ab} sobre el círculo máximo que une U_a y U_b , llevando al estereograma el ángulo medido en el punto 3.
5. Se mide según el círculo máximo el ángulo que forman el peso de la cuña, W , y la resultante U_{ab} , y para hallar la resultante de estas dos fuerzas se recurre de nuevo a una construcción gráfica (Figura 9.44), de la que se obtiene la dirección del nuevo vector peso, W_e , midiendo el ángulo $W_e - W$ ó $W_e - U_{ab}$.
6. Se proyecta W_e sobre el círculo máximo que une W y U_{ab} , obteniéndose así el punto de aplicación del nuevo peso de la cuña W_e (Figura 9.43b).

A continuación se miden los ángulos $\phi_{i(\text{ap})}$ (que es el mismo que en el caso de cuña sin agua) y τ_i , que es el ángulo entre W_e y N_i , según el círculo máximo. El nuevo **coeficiente de seguridad** será:

$$F = \operatorname{tg} \phi_{i(\text{ap})} / \operatorname{tg} \tau_i$$

Si se considera en el análisis una **fuerza externa** actuando sobre la cuña, ésta cambia la dirección de la aplicación del peso de la cuña, y su influencia sobre el factor de seguridad se evalúa:

1. Debe ser prefijado el factor de seguridad que se desea conseguir con la aplicación del elemento externo, T , y el ángulo que éste formará con la cara del talud.



Recuadro 9.6

Ejemplo de análisis de estabilidad de una cuña por el método de John *

El ejemplo de análisis de estabilidad recogido en las Figuras 9.43 y 9.44 corresponde a una cuña cuyos datos son:

	Dirección/ buzamiento	Área (m ²)	Fricción, ϕ (°)	Cohesión, c (t/m ²)	Presión de agua (t)
Plano A	50 E/50 SE	750	30	2	$3 \cdot 10^3$
Plano B	42 W/45 SW	600	40	1,8	$2,4 \cdot 10^3$
Talud	76 W/60 S				

Peso de la cuña: $5,4 \times 10^3$ t

Los factores de seguridad correspondientes a los casos analizados en el texto, obtenidos tras la medida de los ángulos correspondientes en el estereograma, son:

- a) Considerando solo la fricción de los planos de cuña ($c = 0$)

$$F = \text{tg } \phi_i / \text{tg } \tau_i = \text{tg } 41^\circ / \text{tg } 38^\circ = 0,8693 / 0,7813$$

$$F = 1,11$$

- b) Considerando fricción y cohesión en los planos

$$F = \text{tg } \phi_{i(\text{ap})} / \text{tg } \tau_i = \text{tg } 54^\circ / \text{tg } 38^\circ = 1,3764 / 0,7813$$

$$F = 1,76$$

el valor de $\phi_{i(\text{ap})}$ se ha obtenido tras el dibujo de los nuevos conos de fricción:

$$\text{tg } \phi_{\text{ap}(a)} = \text{tg } \phi_a + (c_a A_a / W \cos \alpha \cos \delta_a)$$

$$\text{tg } \phi_{\text{ap}(a)} = \text{tg } 30^\circ +$$

$$+ (2 \cdot 750 / 5,4 \cdot 10^3 \cos 38^\circ \cos 35^\circ)$$

$$\phi_{\text{ap}(a)} = 45^\circ$$

$$\text{tg } \phi_{\text{ap}(b)} = \text{tg } \phi_b + (c_b A_b / W \cos \alpha \cos \delta_b)$$

$$\text{tg } \phi_{\text{ap}(b)} = \text{tg } 40^\circ +$$

$$+ (1,8 \cdot 600 / 5,4 \cdot 10^3 \cos 38^\circ \cos 26^\circ)$$

$$\phi_{\text{ap}(b)} = 48^\circ$$

- c) Considerando presión de agua sobre los planos

$$F = \text{tg } \phi_{i(\text{ap})} / \text{tg } \tau_i = \text{tg } 54^\circ / \text{tg } 58^\circ =$$

$$= 1,3764 / 1,6003$$

$$F = 0,86$$

obteniéndose el nuevo valor de τ_i a partir de la proyección de W_e .

- d) Considerando la influencia de un elemento de sostenimiento y tomando un valor de 2,0 para el factor de seguridad:

$$F = \text{tg } \phi_{i(\text{ap})} / \text{tg } \tau_i = \text{tg } 54^\circ / \text{tg } \tau_i$$

$$\text{tg } \tau_i = \text{tg } 54^\circ / 2 = 0,6882$$

$$\tau_i = 34,5^\circ$$

siendo τ_i el nuevo ángulo entre el vector peso W_i (modificado por la actuación del elemento de sostenimiento) y N_i . La fuerza que debe aplicar el elemento para conseguir el factor de seguridad impuesto según la dirección de aplicación elegida, se calcula a partir del polígono de vectores (Figura 9.44).

* John, K. (1968).

- Se proyecta en el estereograma el punto de aplicación del elemento externo, T (su dirección e inclinación). En la Figura 9.43b) se ha representado una fuerza T perpendicular a la cara del talud, y por tanto su proyección será el polo del talud.
- Se dibuja el círculo máximo que une T y W_e (W_e es la proyección del peso de la cuña anterior a la aplicación de la fuerza externa).

- En base al factor de seguridad impuesto se puede deducir el nuevo valor del ángulo τ_i (ángulo entre N_i y la nueva componente del peso de la cuña, W_i , como consecuencia de la actuación de la fuerza externa):

$$\text{tg } \tau_i = \text{tg } \phi_i / F$$

y conociendo el valor del ángulo τ_i , se proyecta en el estereograma la fuerza W_i sobre el círculo

máximo que une T y W_e , teniendo en cuenta que W_i ha de formar un ángulo τ_i con N_i .

- Se mide el ángulo $W_i - W_e$, y para calcular la fuerza que debe ejercer T para conseguir el factor de seguridad prefijado (por ejemplo $F = 2$), se recurre de nuevo a una construcción de vectores (Figura 9.44), dibujando W_e , W_i y T . Como se conocen los ángulos $W_e - W_n$, $W_e - T$ y $W_i - T$, se puede cerrar el polígono, obteniéndose la magnitud de T .

El cálculo puede llevarse a cabo igualmente si en lugar de partir de un factor de seguridad determinado se impone la fuerza ejercida por el elemento externo; en este caso, a partir de ésta se calculan los ángulos correspondientes y finalmente el factor de seguridad resultante.

■ ROTURA POR VUELCO

El análisis de la rotura por vuelco de bloques se lleva a cabo estudiando las condiciones de equilibrio de cada uno de los bloques que forman el talud. Para realizar los cálculos se establecen las relaciones entre todos ellos considerando sus acciones mutuas y las relaciones geométricas de los bloques y del talud.

Goodman y Bray (1976) y Hoek y Bray (1981) han desarrollado el análisis para casos sencillos y taludes con bloques esquemáticos. Los casos más complejos no pueden ser representados por modelos simples y no pueden ser analizados mediante métodos de equilibrio límite. A continuación se describe el procedimiento para realizar el análisis de estabilidad para roturas por vuelco en un talud con las características y condiciones necesarias para que se produzca este tipo de rotura.

Deben establecerse tres ámbitos en el talud (Figura 9.45a), donde las distancias de las caras de cada bloque, M_n y L_n , que están en contacto con los bloques anterior y posterior respectivamente son:

- Bloques en la coronación del talud

$$M_n = Y_n - a_2$$

$$L_n = Y_n - a_1$$

- Bloques por debajo de la coronación

$$M_n = Y_n$$

$$L_n = Y_n - a_1$$

- Bloques por encima de la coronación

$$M_n = Y_n - a_2$$

$$L_n = Y_n$$

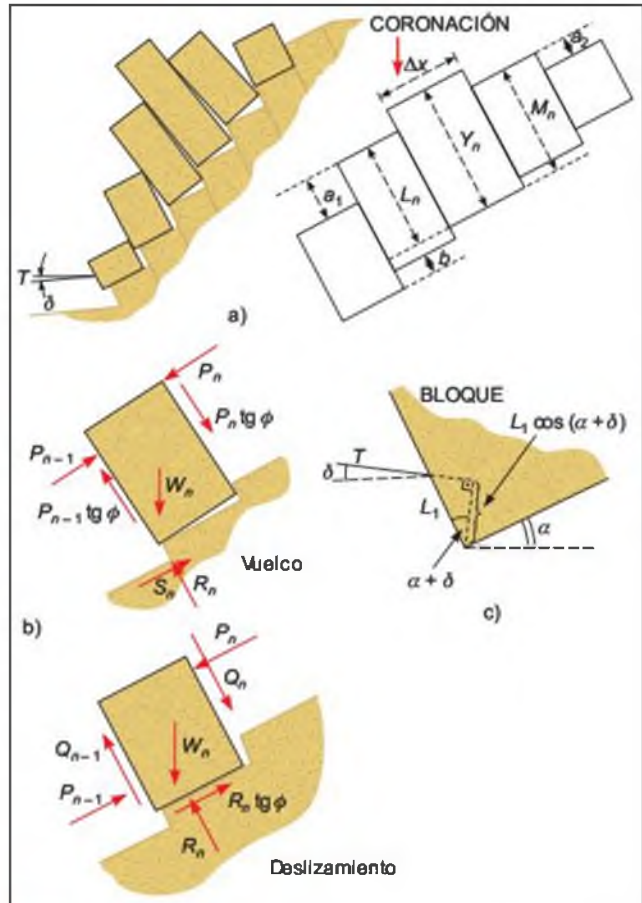


Figura 9.5 a) Modelo geométrico para análisis por equilibrio límite del vuelco de bloques en un talud. b) Fuerzas actuando sobre uno de los bloques frente al vuelco y al deslizamiento. c) Fuerza de anclaje aplicada al bloque del pie del talud. (Modificado de Hoek y Bray, 1981).

Cada uno de los bloques que forman el talud puede sufrir inestabilidad por vuelco o por deslizamiento, en función de las fuerzas actuantes y de las dimensiones del bloque (Figura 9.45b), según se cumplan las condiciones:

$$\phi > \alpha \rightarrow \text{no es posible el deslizamiento}$$

$$\phi < \alpha \rightarrow \text{es posible el deslizamiento}$$

$$\Delta x/Y_n > \text{tg } \alpha \rightarrow \text{no es posible el vuelco}$$

$$\Delta x/Y_n < \text{tg } \alpha \rightarrow \text{es posible el vuelco}$$

siendo ϕ el ángulo de rozamiento de la base del bloque y α el ángulo de inclinación con la horizontal.

Para un bloque n una de las fuerzas que se oponen a que éste deslice o vuelque es la fuerza P_{n-1} transmitida por el bloque inmediatamente por debajo de él. Para el caso de **vuelco** la ecuación del equilibrio de

un bloque n , estableciendo momentos con respecto al punto de giro, es:

$$W_n \operatorname{sen} \alpha Y_n / 2 + P_n M_n = \\ = W_n \cos \alpha \Delta x / 2 + P_n \operatorname{tg} \phi \Delta x + P_{n-1} L_n$$

y el valor correspondiente a la fuerza P_{n-1} que se opone al vuelco:

$$P_{n-1,v} = [1/2 W_n (\operatorname{sen} \alpha Y_n - (\cos \alpha \Delta x)) + \\ + P_n (M_n - (\operatorname{tg} \phi \Delta x))] / L_n \quad (1)$$

De igual forma, estableciendo las ecuaciones de equilibrio para un bloque n frente al deslizamiento:

$$S_n = R_n \operatorname{tg} \phi$$

$$W_n \operatorname{sen} \alpha + P_n - P_{n-1} = [W \cos \alpha + (P_n - P_{n-1}) \operatorname{tg} \phi] \operatorname{tg} \phi$$

siendo $Q_n = P_n \operatorname{tg} \phi$ y $Q_{n-1} = P_{n-1} \operatorname{tg} \phi$.

Despejando el valor de la fuerza P_{n-1} que se opone al deslizamiento se obtiene:

$$P_{n-1,d} = [W_n (\operatorname{sen} \alpha - \cos \alpha \operatorname{tg} \phi) + \\ + P_n (1 - \operatorname{tg}^2 \phi)] / [1 - \operatorname{tg}^2 \phi] \quad (2)$$

$$P_{n-1,d} = [W_n (\operatorname{sen} \alpha - \cos \alpha \operatorname{tg} \phi) / (1 - \operatorname{tg}^2 \phi)] + P_n$$

El análisis de la estabilidad del talud se realiza en los siguientes pasos:

1. Una vez definidos los bloques a analizar, se halla, empezando por la parte superior, el primer bloque que cumpla la condición de vuelco: $\Delta x / Y_n < \operatorname{tg} \alpha$. Para este bloque, n_1 , se toma $P_n = 0$.
2. Se calculan para el bloque n_1 las fuerzas $P_{n-1,v}$ y $P_{n-1,d}$ necesarias para que no vuelque ni deslice, mediante las ecuaciones (1) y (2), a partir de los datos geométricos del bloque y de su peso, y suponiendo un ángulo ϕ inicialmente mayor que α .
3. De los dos valores obtenidos se tomará el mayor para aplicarlo al análisis del siguiente bloque (el inmediatamente inferior), valor que será el correspondiente a la fuerza P_n del nuevo bloque. Se vuelven a calcular $P_{n-1,v}$ y $P_{n-1,d}$ para el nuevo bloque, y la mayor de las dos será la P_n del siguiente bloque. Si $P_{n-1,d} > P_{n-1,v}$ el bloque considerado estará en condiciones de sufrir deslizamiento; si no, el movimiento posible será el vuelco.
4. Los cálculos se realizan para todos los bloques que puedan sufrir vuelco. Al llegar a un bloque en el que se cumpla la condición $\Delta x / Y_n > \operatorname{tg} \alpha$ (no es posible el vuelco), el análisis se realizará únicamente para deslizamiento, continuando hasta el bloque situado a pie del talud.

5. Al analizar el bloque más inferior del talud (para vuelco o deslizamiento, o solo para deslizamiento) se puede obtener:

- $P_{n-1} = 0$: el talud se encontrará en equilibrio límite para el valor del ángulo ϕ considerado.
- $P_{n-1} < 0$: el cálculo no es válido y deberá repetirse para otros valores de ϕ mayores que el inicial.
- $P_{n-1} > 0$: el talud es inestable para el valor de ϕ considerado.

El método permite el cálculo de la fuerza necesaria para estabilizar un talud en su base frente al vuelco y al deslizamiento. Si se considera un anclaje situado sobre el bloque en el pie del talud con la dirección de la Figura 9.45c, la fuerza T ejercida por éste para mantener el equilibrio será igual a la fuerza P_{n-1} necesaria para que el bloque no vuelque o deslice.

Para el caso de vuelco, la fuerza necesaria que deberá transmitir el anclaje se calcula:

$$T_v = P_{n-1,v} = \\ = \frac{P_1 (Y_1 - \Delta x \operatorname{tg} \phi) + (W/2) (Y_1 \operatorname{sen} \alpha - \Delta x \cos \alpha)}{L_1 \cos (\alpha + \delta)}$$

y para el caso de deslizamiento:

$$T_d = P_{n-1,d} = \frac{P_1 (1 - \operatorname{tg}^2 \phi) - W (\operatorname{tg} \phi \cos \alpha - \operatorname{sen} \alpha)}{\operatorname{tg} \phi \operatorname{sen} (\alpha + \delta) + \cos (\alpha + \delta)}$$

siendo las fuerzas normales y tangenciales ejercidas sobre la base del bloque:

$$R_1 = W_1 \cos \alpha + P_1 \operatorname{tg} \phi + T \operatorname{sen} (\alpha + \delta)$$

$$S_1 = W_1 \operatorname{sen} \alpha + P_1 - T \cos (\alpha + \delta)$$

La tensión que deberá ser aplicada al anclaje será la correspondiente al mayor valor obtenido de T_v y T_d .

■ ROTURA POR PANDEO

El análisis de la rotura por pandeo se realiza mediante las ecuaciones para pandeo de vigas, empleadas en el análisis de resistencia de materiales.

La expresión del factor de seguridad para una columna de roca que puede sufrir pandeo viene dada por:

$$F = P_{cr} / P_D$$

donde P_{cr} es carga crítica de pandeo y P_D es la fuerza ejercida sobre el punto que sufre el pandeo en la columna.

Para el pandeo de estratos con flexión, Cavers (1981) presenta un método simple de análisis a partir de las hipótesis:

- La columna de roca a analizar es elástica y cumple la ley de Hooke.
- La columna no tiene peso.
- La columna es perfectamente recta.
- Los extremos de la columna se encuentran empotrados.

Mediante la siguiente expresión se obtiene la máxima carga, o carga crítica, P_{cr} , que puede soportar la columna de roca antes de que ocurra el pandeo:

$$P_{cr} = K\pi^2 EI/l_b^2$$

donde:

K = constante que es función de las condiciones de los extremos de la columna; para extremos empotrados, $K = 1,0$

E = módulo de elasticidad del material.

I = momento de inercia.

l_b = longitud de la columna que sufre flexión y pandeo.

La longitud l_b puede estimarse por su relación con la longitud de la columna; generalmente se toma $l_b/l = 0,5$.

Considerando diferentes condiciones para los extremos de la columna (columna sometida a compresión centrada y con la base empotrada), Piteau y Martin (1982) proponen la expresión:

$$P_{cr} = \pi^2 EI/4l_b^2$$

El valor de P_D viene definido por:

$$P_D = (W_D \text{sen } \alpha - W_D \text{cos } \alpha \text{tg } \phi - l_D c)$$

siendo W_D el peso de la columna de longitud l_D , c la cohesión del plano y ϕ su fricción (Figura 9.46).

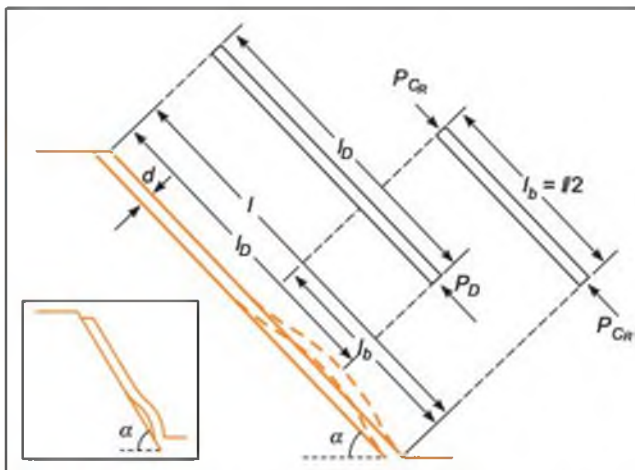


Figura 9.46 Modelo para análisis de la rotura por pandeo.

La longitud crítica de la columna a partir de la cual se puede producir pandeo viene dada por la expresión:

$$l = \sqrt{\frac{\pi^2 Ed^2}{2,25(\gamma \text{sen } \alpha - \gamma \text{cos } \alpha \text{tg } \phi - c/d)}}$$

donde γ es el peso específico.

■ ROTURA CURVA

Para el análisis de esta tipología de rotura en macizos rocosos isótropos, muy alterados o intensamente fracturados y de baja resistencia, pueden utilizarse los métodos para rotura circular en suelo. Dentro de los métodos aproximados, el más extendido es el **método de Bishop simplificado**, cuya formulación general se ha incluido en el apartado de taludes en suelos.

Métodos tenso-deformacionales

Estos métodos constituyen una alternativa a los métodos de equilibrio límite, siempre y cuando su utilización esté justificada y sea apropiada para el análisis del talud considerado. Su principal ventaja es que consideran las **relaciones tensión-deformación** que sufre el material durante el proceso de deformación y rotura, siendo estas relaciones las que dan la pauta de su comportamiento y las que controlan su resistencia.

Ante unas determinadas cargas, el terreno se deforma en función de sus propiedades resistentes y deformacionales, siguiendo su ley de comportamiento hasta alcanzar, en su caso, la rotura, a la vez que se van generando diferentes estados tensionales en las distintas zonas del talud. Los métodos tenso-deformacionales permiten modelizar esta evolución a partir del modelo geométrico representativo de la estructura, estratigrafía e hidrogeología del talud o ámbito de estudio considerado (debiéndose aplicar unas determinadas condiciones de contorno al modelo), de la aplicación de la ley de comportamiento adecuada del material y de las propiedades resistentes y deformacionales de las diferentes litologías involucradas en el modelo. La resolución de las ecuaciones de la elasticidad o plasticidad (u otro modelo de comportamiento) mediante el método de los elementos finitos, u otro método matemático, aporta los valores de los desplazamientos, deformaciones y tensiones que se van generando en todo el modelo analizado, proporcionando la naturaleza y magnitud de los desplazamientos del material compatibles con el estado de equilibrio del talud.

A diferencia de los métodos de equilibrio límite, que consideran únicamente las fuerzas que actúan sobre uno o varios puntos de la superficie de rotura, y

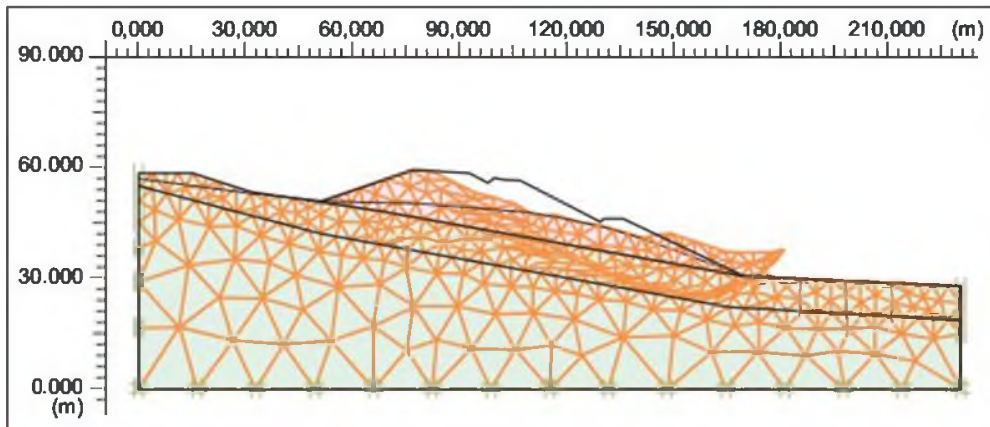


Figura 9.47 Análisis a posteriori tenso-deformacional de un terraplén inestable sobre arcillas azules andaluzas, con el código Plaxis (De la Fuente, 1997).

que suponen que la rotura se produce de forma instantánea y que la resistencia se moviliza al mismo tiempo a lo largo de toda la superficie, los métodos tensión-deformación analizan el proceso de deformación en cada uno de los puntos seleccionados del modelo; estos métodos permiten evaluar, así mismo, la influencia de los diferentes parámetros en el estado de estabilidad del talud, como tensiones naturales del terreno, fuerzas dinámicas, presiones de agua, etc.

El conocimiento de la ley o leyes de comportamiento que siguen los materiales es fundamental para la modelización, así como la determinación de los valores de sus parámetros resistentes y deformacionales,

lo que constituye la principal limitación de este tipo de métodos.

Los diferentes programas de ordenador disponibles proporcionan salidas gráficas con los desplazamientos, tensiones, deformaciones, etc., del talud, que permiten deducir las zonas con riesgo de inestabilidad y los mecanismos y modelos de rotura, pudiendo también proporcionar el valor del coeficiente de seguridad (que no es exactamente igual que en los métodos de equilibrio límite, al no definirse concretamente una superficie de rotura). En las Figuras 9.47 y 9.48 se muestran ejemplos de los resultados obtenidos del análisis tenso-deformacional de taludes.

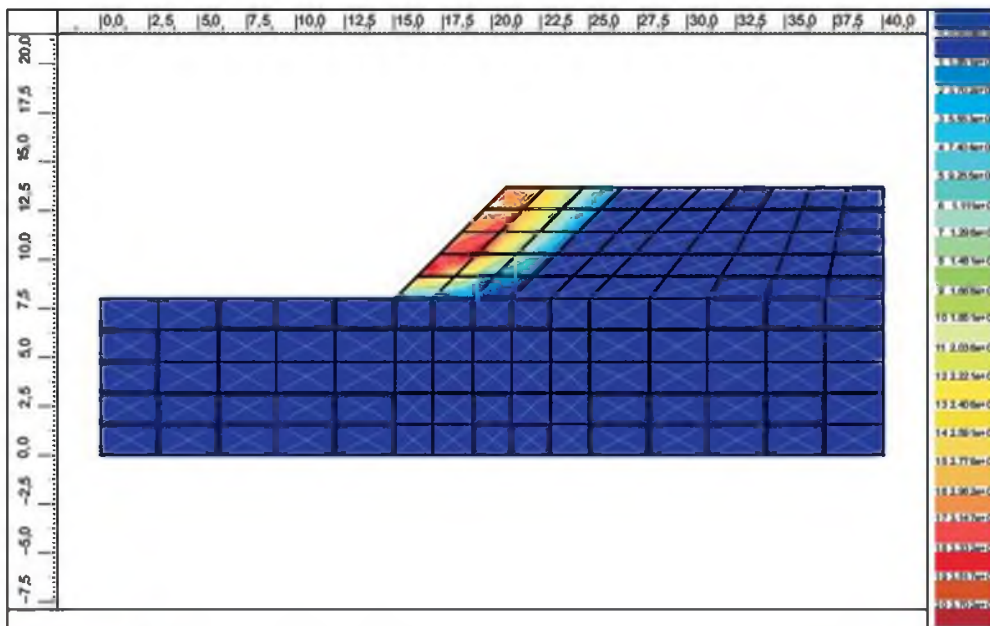


Figura 9.48 Representación gráfica de las zonas con diferente grado de deformación en un talud homogéneo; programa Zsoil.

Su aplicación está más extendida para análisis de taludes en suelos y macizos rocosos intensamente fracturados, blandos o poco competentes (que pueden considerarse medios continuos donde las roturas y deformaciones no están controladas por planos preexistentes de discontinuidad) o en macizos rocosos masivos. Se aplican también al análisis de taludes rocosos de profundidad importante (cortas mineras), donde pueden producirse tensiones elevadas, plastificaciones y deformaciones importantes. Existen también algunas aplicaciones para análisis de macizos rocosos discontinuos, que consideran los movimientos entre bloques rocosos a favor de las discontinuidades, como el programa UDEC.

Clasificación geomecánica de taludes Índice SMR

La aplicación de las clasificaciones geomecánicas a los taludes permite evaluar empíricamente la estabilidad de una excavación. A partir de la clasificación RMR (descrita en el Apartado 3.8 del Capítulo 3), Romana (1997) ha propuesto la clasificación SMR aplicada a taludes. A continuación se incluye un resumen de la misma, remitiéndose a la referencia anterior para más detalles.

El índice SMR se obtiene del RMR (Cuadro 3.26 del Capítulo 3) definiéndose unos factores de ajuste por orientación de las discontinuidades y por el método de excavación; el primero de ellos es producto de los subfactores F_1 , F_2 y F_3 (Cuadro 9.2):

CUADRO 9.2

Clasificación geomecánica de taludes SMR

Factores de ajuste por la orientación de las juntas (F_1 , F_2 y F_3)						
Caso		Muy favorable	Favorable	Normal	Desfavorable	Muy desfavorable
P	$ \alpha_j - \alpha_i $	$> 30^\circ$	$30^\circ - 20^\circ$	$20^\circ - 10^\circ$	$10^\circ - 5^\circ$	$< 5^\circ$
T	$ \alpha_j - \alpha_i - 180^\circ $					
P/T	F_1	0,15	0,40	0,70	0,85	1,00
P	$ \beta_j $	$< 20^\circ$	$20^\circ - 30^\circ$	$30^\circ - 35^\circ$	$35^\circ - 45^\circ$	$> 45^\circ$
	F_2	0,15	0,40	0,70	0,85	1,00
T	F_2	1	1	1	1	1
P	$\beta_j - \beta_i$	$> 10^\circ$	$10^\circ - 0^\circ$	0°	$0 - (-10^\circ)$	$< -10^\circ$
T	$\beta_j + \beta_i$	$< 110^\circ$	$110^\circ - 120^\circ$	$> 120^\circ$	—	—
P/T	F_3	0	-6	-25	-50	-60
Factor de ajuste por el método de excavación (F_4)						
Método	Talud natural	Precorte	Voladura suave	Voladura o excavación mecánica	Voladura deficiente	
F_4	+ 15	+ 10	+ 8	0	- 8	
Clases de estabilidad						
Clase	V	IV	III	II	I	
SMR	0 - 20	21 - 40	41 - 40	61 - 80	81 - 100	
Descripción	Muy mala	Mala	Normal	Buena	Muy buena	
Estabilidad	Totalmente inestable	Inestable	Parcialmente estable	Estable	Totalmente estable	
Roturas	Grandes roturas por planos continuos o por masa	Juntas o grandes cuñas	Algunas juntas o muchas cuñas	Algunos bloques	Ninguna	
Tratamiento	Reexcavación	Corrección	Sistemático	Ocasional	Ninguno	
P: rotura plana		α_i : dirección del talud		β_j : buzamiento del talud		
T: rotura por vuelco		α_j : dirección de las juntas		β_j : buzamiento de las juntas		

(Romana, 1997)

- F_1 depende del paralelismo entre la dirección de las juntas o discontinuidades y la del plano del talud. Varía entre 1,0 (cuando ambas direcciones son paralelas) y 0,15 (cuando el ángulo entre ambas es mayor de 30° y la probabilidad de rotura es muy baja). Estos valores se ajustan aproximadamente a la expresión:

$$F_1 = [1 - \text{sen}(\alpha_j - \alpha_s)]^2$$

siendo α_j y α_s los ángulos de dirección de la junta y del talud respectivamente.

- F_2 depende del buzamiento de la junta. En el caso de roturas planas, varía entre 1,0 (para juntas con buzamiento superior a 45°) y 0,15 (para juntas con buzamiento inferior a 20°); puede ajustarse aproximadamente según la relación:

$$F_2 = \text{tg}^2 \beta_j$$

donde β_j es el buzamiento de la junta. F_2 vale 1,0 para roturas por vuelco.

- F_3 refleja la relación entre los buzamientos de la junta y el talud.

El factor de ajuste por el método de excavación, F_4 , se indica en el Cuadro 9.2. El valor final del índice SMR se obtiene:

$$\text{SMR} = \text{RMR} + (F_1 \times F_2 \times F_3) + F_4$$

El procedimiento a seguir consiste en obtener el índice SMR para cada una de las familias de juntas y adoptar el valor menor de los obtenidos. En rocas meteorizadas y en las evolutivas la clasificación debe ser aplicada dos veces, una para la situación inicial de roca sana, y otra para la situación de roca meteorizada. La clasificación no considera las roturas en cuña.

Según sea el valor del índice SMR se obtienen 5 clases de estabilidad definidas en el Cuadro 9.2. Por otro lado, las medidas de sostenimiento a aplicar a los taludes se agrupan en 6 clases diferentes:

- $\text{SMR} > 65$: sin sostenimiento (saneo).
- $70 > \text{SMR} > 45$: protección (zanjas de pie; vallas de pie o de talud; redes sobre la superficie del talud).
- $75 > \text{SMR} > 30$: refuerzo (bulones; anclajes).
- $60 > \text{SMR} > 20$: hormigón (gunita, hormigón de relleno, contrafuertes y/o vigas, muros de pie).
- $40 > \text{SMR} > 10$: drenaje (superficial; profundo).
- $30 > \text{SMR} > 10$: reexcavación (tendido, muros de contención).

9.6

Medidas de estabilización

Introducción

Cuando un talud ha sufrido rotura, o deformaciones que impliquen riesgo de inestabilidad, deben adoptarse medidas de estabilización. Igualmente cuando por diferentes razones (constructivas, ambientales, económicas, etc.) se precise excavar un talud con mayor ángulo del correspondiente a la propia resistencia del terreno, es necesario adoptar medidas de estabilización.

Para diseñar y aplicar estas medidas es necesario conocer:

- Las propiedades y el comportamiento geomecánico del terreno.
- El mecanismo y tipología de las roturas, incluyendo la velocidad y dirección del movimiento y la geometría de la rotura.
- Los factores geológicos, hidrogeológicos y de otro tipo influyentes en la inestabilidad, que de-

terminan las causas de la misma y, por tanto, las medidas más adecuadas para la estabilización, siendo de especial importancia los datos referentes a situación de niveles freáticos, presiones de agua y permeabilidad de los materiales.

Para ello deben llevarse a cabo los estudios geológicos e hidrogeológicos correspondientes y efectuarse las investigaciones de detalle y reconocimientos *in situ* que, complementados con ensayos de laboratorio, permitirán la definición de las propiedades y parámetros geotécnicos de los materiales. Es también necesario el conocimiento de los factores ambientales y los relacionados con la acción humana.

Para el diseño de las medidas de estabilización deben tomarse en consideración:

- Los medios económicos y materiales disponibles.
- La urgencia de intervención.
- La magnitud y dimensiones de la inestabilidad.

El aumento del **coeficiente de seguridad** de un talud se consigue disminuyendo las fuerzas desestabilizadoras que tienden a la rotura o aumentando las fuerzas estabilizadoras (Figura 9.49). En todos los casos las actuaciones afectan a los factores que controlan básicamente el equilibrio de un talud: el peso de los materiales, sus propiedades resistentes y el agua. Estos conceptos elementales deben tenerse siempre presentes y aplicarlos correctamente. Por ejemplo, la eliminación de peso en la cabecera de un talud es siempre buena para la estabilidad, pero si se elimina un volumen muy pequeño ($< 5\%$), la repercusión sobre el coeficiente de seguridad es prácticamente nula. Cuando se refuerza el pie de un talud con un muro de gaviones, por ejemplo, éste debe estar cimentado adecuadamente, para poder desarrollar su resistencia en la base; tampoco deben excavarse zanjas o cunetas profundas por delante del pie de un muro de contención, ya que se impide el desarrollo de un empuje pasivo.

Al diseñar las medidas correctoras ha de considerarse el coeficiente de seguridad que se debe alcanzar. Si bien en el diseño de un talud permanente puede ser adecuado un valor de 1,5 (que puede ser de 1,3 en taludes provisionales), en la corrección de un talud inestable se parte de un valor menor de 1,0 y puede ser suficiente alcanzar un valor de 1,2 ó 1,25, salvo que se trate de excavaciones que obliguen a valores superiores.

Es conveniente, antes de corregir una inestabilidad, realizar un **análisis a posteriori**, lo que permite obtener el orden de magnitud de los parámetros geotécnicos «reales» y deducir la posición del nivel freático que originó la inestabilidad, dentro de una incertidumbre que puede ser muy pequeña si se conoce el tipo de formación geológica, la geometría, algunos datos geotécnicos, etc. Este análisis debe hacerse tanteando valores de la cohesión y del rozamiento, geometría de la superficie de rotura, condiciones hidrogeológicas en que tuvo lugar la rotura, etc., para un coeficiente de seguridad $F \approx 1,0$. En el siguiente paso se realizan nuevos análisis aplicando las posibles soluciones (cambios de geometría, rebajamiento del nivel freático, elementos resistentes, etc.) hasta conseguir el coeficiente de seguridad requerido.

Si en la zona puede haber actividad sísmica, ha de tenerse en cuenta su influencia.

Las **medidas estabilizadoras** pueden consistir en:

- Modificación de la geometría del talud.
- Drenajes.
- Aumento de la resistencia del terreno mediante la introducción en el talud de elementos estructurales resistentes.
- Construcción de muros u otros elementos de contención.

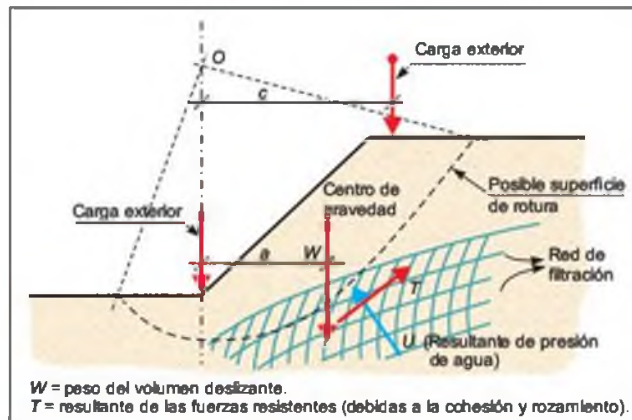


Figura 9.49 Esquema de fuerzas actuantes en el problema de estabilidad de un talud (Oteo, 1995).

Métodos de estabilización

Modificación de la geometría

Mediante la modificación de la geometría de los taludes se redistribuyen las fuerzas debidas al peso de los materiales, obteniéndose una nueva configuración más estable. Las actuaciones más frecuentes son (Figura 9.50):

- Disminuir la inclinación del talud.
- Eliminar peso de la cabecera del talud («descazamiento»).
- Incrementar el peso en el pie del talud («tacones» o escolleras).
- Construir bancos y bermas (escalonar el talud).

La **excavación de la cabecera del talud** elimina peso de esta zona, reduciendo las fuerzas desestabilizadoras.

La disminución del ángulo general del talud y la retirada de peso en su cabecera no siempre pueden llevarse a cabo por las dificultades de acceso a la parte superior del talud, los grandes volúmenes que a veces es necesario mover para que las medidas sean efectivas, el problema ambiental que supone el vertido del material excavado, las expropiaciones en la zona de cabecera del talud, la presencia de instalaciones que impidan esta solución, etc. Por ello los cambios de geometría consisten, principalmente, en **aumentar el peso en el pie del talud**, aunque esta solución implica ocupar mayor espacio en la base del talud, donde el espacio disponible suele ser escaso. La construcción de «tacones» aumenta las tensiones normales sobre la superficie de rotura, mejorando la estabilidad. Es recomendable que el relleno aplicado en el pie del talud sea de material drenante o, en su caso, construir un

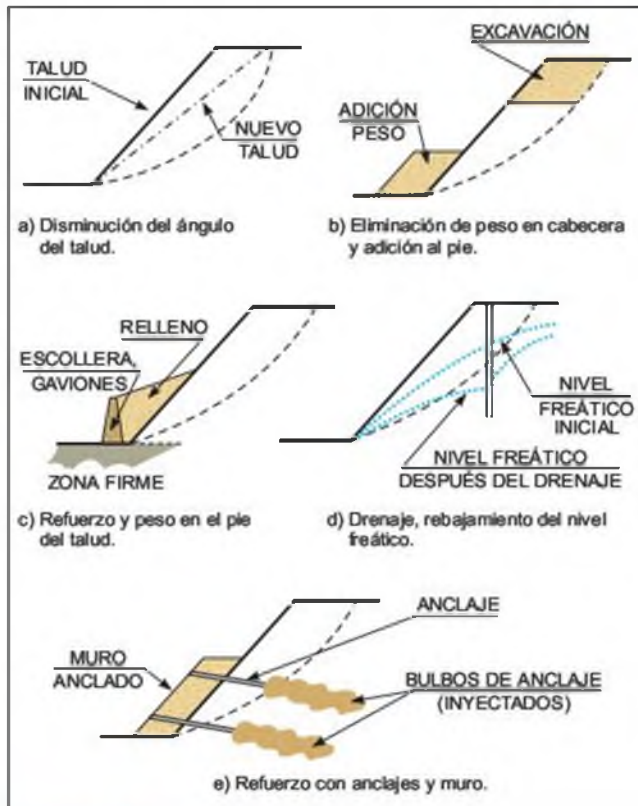


Figura 9.50 Métodos para aumentar el coeficiente de seguridad de taludes en suelos.

sistema de drenaje adecuado; en caso contrario su efecto estabilizador puede verse anulado por una acumulación de agua en la zona de pie del talud. Esta

medida es aplicable, sobre todo, a taludes en suelos y puede efectuarse en combinación con excavaciones en cabecera.

Si el terreno en el pie del talud es resistente y la inestabilidad no es profunda, puede recurrirse a la construcción de un muro, bien cimentado, al pie del talud (a veces incluso recortando un poco éste), cuyo trasdós (espacio entre el muro y el terreno) puede rellenarse de forma que se aporte un peso adicional en esta zona; este relleno, además, puede proteger al terreno natural de las acciones ambientales.

La Figura 9.51 muestra un ejemplo de aumento de peso en el pie de un talud en arcillas y arenas mediante la construcción de un muro dren (en este caso un muro de gaviones) apoyado sobre un terreno resistente, que permitió colocar un relleno impermeable sobre gran parte de la superficie del talud. Con ello se consiguió, además, evitar la desecación de las arcillas expansivas que aparecían en la mitad inferior del talud (con problemas de inestabilidad por la fisuración que sufrían al perder humedad).

El empleo de escolleras al pie de taludes deslizados para aportar peso, permitir el drenaje y reforzar el conjunto es una solución frecuente y rápida de ejecutar (realmente es una sustitución del terreno), muy utilizada en el caso de inestabilidades superficiales en materiales arcillosos (Figuras 9.52 y 9.53).

El «escalonamiento» del talud, con la construcción de bancos y bermas contribuye a evitar que se produzcan roturas superficiales que afecten a todo el frente del talud, al cortarse los posibles planos de rotura. Esta medida suele decidirse antes de la excavación del talud; además las bermas sirven para retener

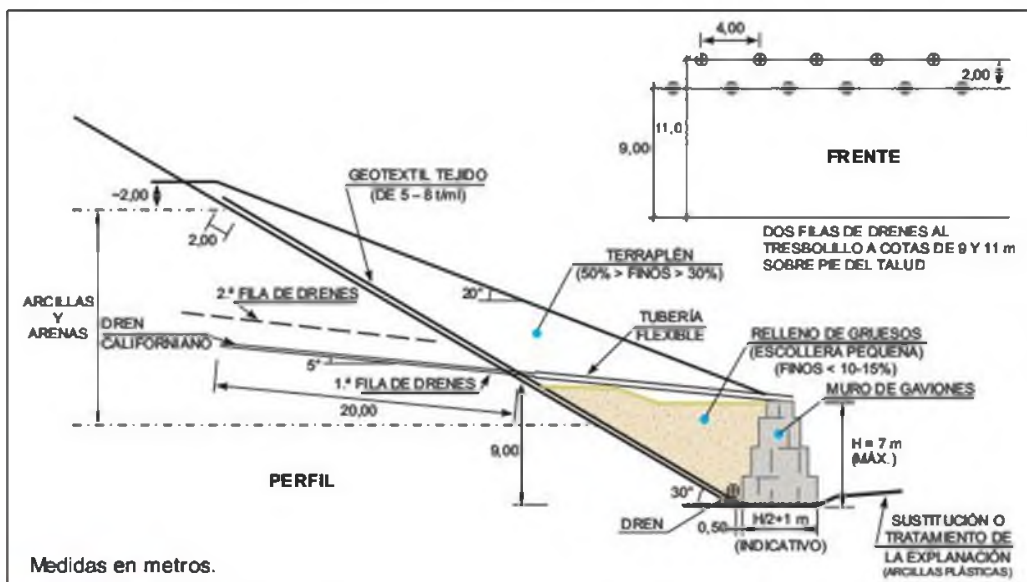


Figura 9.51 Ejemplo de estabilización de un talud mediante muro de pie, relleno y drenes californianos. Autovía de Levante, variante Perales de Tajuña, Madrid (Oteo, 1995).

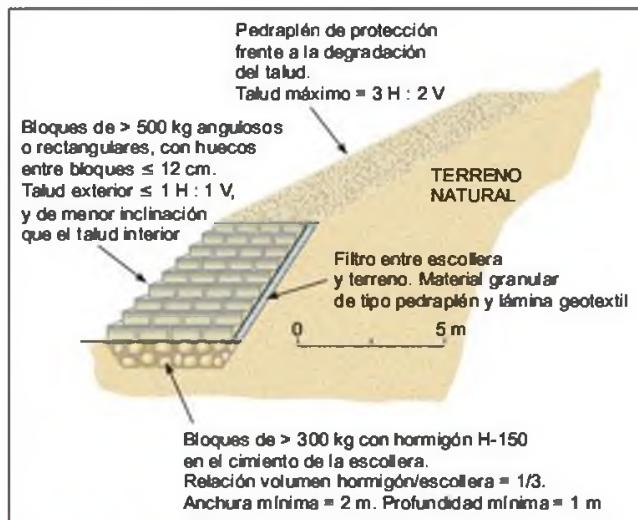


Figura 9.52 Estabilización de un talud mediante escollera.



Figura 9.53 Medidas de estabilización en un talud de carretera de la Autovía A-92: colocación de una escollera para reforzar el pie del talud, escalonamiento y retallado del ángulo general y, en primer término, zanja rellena de grava para drenar la zona de pie (foto M. Ferrer).

bloques que se desprendan y roturas locales del talud, para instalación de medidas de drenaje y accesos para las obras de saneamiento y control del talud.

Medidas de drenaje

Las medidas de drenaje tienen por finalidad eliminar o disminuir el agua presente en el talud y, por tanto, las presiones intersticiales que actúan como factor desestabilizador en las superficies de rotura y grietas de tracción. Además, el agua reduce las propiedades resistentes en determinados tipos de materiales. Estas medidas son, generalmente, las **más efectivas**, ya que

el agua es el principal agente que desencadena los problemas de inestabilidad de taludes, aumentando el peso de la masa inestable, elevando el nivel freático y las presiones intersticiales, creando empujes hidrostáticos, reblandeciendo el terreno, erosionando el pie del talud, etc.

El **drenaje** puede ser superficial, mediante zanjas de drenaje y canalizaciones, o profundo, mediante drenes horizontales o «californianos», pozos o drenes verticales, galerías de drenaje y pantallas drenantes.

Los elementos drenantes pueden ser puntuales (como los pozos o drenes) o continuos (zanjas y galerías). En la Figura 9.54 se muestran algunas medidas típicas de drenaje y de protección habituales.

Los **drenajes superficiales** evitan que las aguas de escorrentía se infiltren en el talud o penetren a favor de discontinuidades y grietas, dando lugar a la elevación del nivel freático, a la aparición de presiones intersticiales y a la saturación en los suelos. Evitan, asimismo, los efectos erosivos de las aguas de escorrentía y el lavado de discontinuidades en macizos rocosos. Este tipo de medidas, más que estabilizadoras, son preventivas.

Las medidas deben ser diseñadas para evitar la llegada y acumulación de agua en el talud, sobre todo en la zona de cabecera y, en el caso de taludes escalonados, en las bermas, ya que es frecuente que se produzcan encharcamientos en épocas de lluvia en estas zonas planas.

Las aguas de escorrentía se canalizan y evacúan mediante zanjas o cunetas de drenaje, que se suelen situar en la cabecera y los laterales del talud (zanjas perimetrales), y cuya sección y características deben ser calculadas en base a los caudales a evacuar.

Entre estas medidas se encuentran también la canalización, desvío o impermeabilización de cauces de arroyos o manantiales en las inmediaciones del talud o a cotas superiores.

En taludes en suelos con una extensión importante e inclinación adecuada pueden construirse sistemas de zanjas o canales de drenaje en su superficie, longitudinales y transversales, o en «espinas de pescado», para la recogida de las aguas, que se evacúan fuera de la zona de influencia del talud. En estos casos, las zanjas contribuyen a reforzar el terreno superficial (Figura 9.55).

Los **drenajes profundos** tienen como finalidad disminuir el nivel freático y evacuar el agua del interior del talud, siendo una solución frecuente en taludes rocosos con problemas de inestabilidad (Figura 9.56).

En el diseño de las medidas de drenaje profundas deben considerarse los siguientes aspectos:

- La permeabilidad y características hidrogeológicas de los materiales, los caudales a drenar y el radio de acción del elemento drenante.

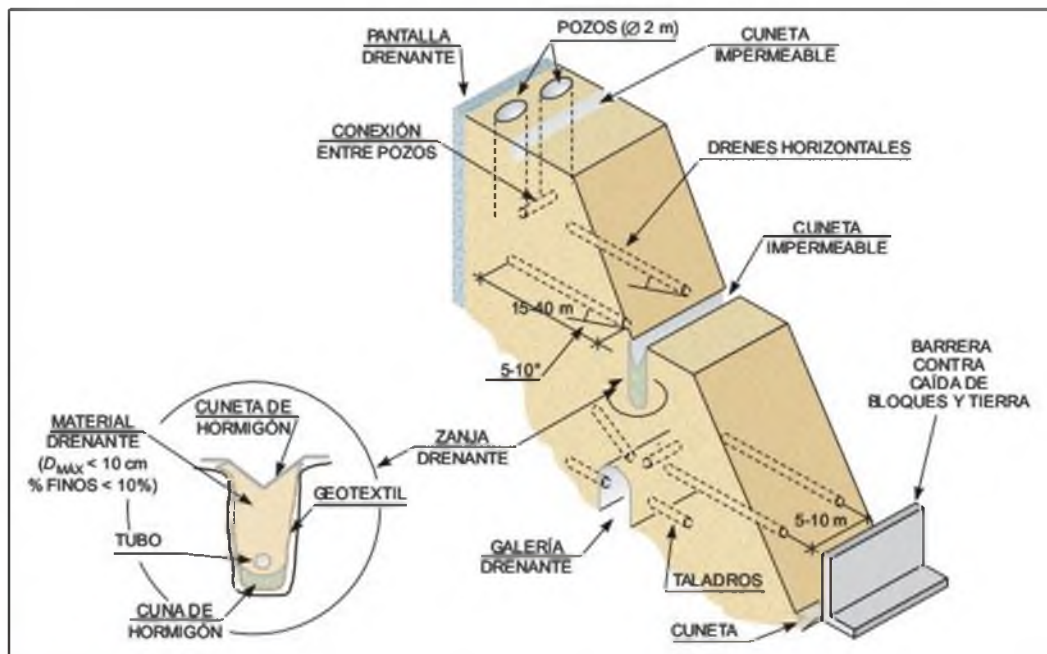


Figura 9.54 Medidas de drenaje y protección en taludes (Uriel, 1991).



Figura 9.55 Drenes transversales al talud (foto L. González de Vallejo).

- Las perforaciones deben alcanzar las cotas a las que se encuentra el agua y, en su caso, profundizar hasta las cotas a que se quiere rebajar el nivel freático.
- Dependiendo de su ubicación y profundidad, los elementos drenantes pueden quedar rotos o inutilizados si hay movimientos en el talud, y causar los efectos contrarios a los pretendidos, introduciendo agua en la superficie de rotura o en la masa inestable.

Los **drenes «californianos»**, perforaciones subhorizontales con diámetro de 100 a 150 mm, pueden alcanzar longitudes de 30-40 m, y son muy efectivos

para evacuar el agua de la zona de pie de los taludes (Figura 9.57). Los **pozos verticales** (con diámetro de 30-150 cm o superior) pueden drenar el agua mediante bombas introducidas en su interior, que se ponen en funcionamiento al alcanzar el agua una determinada cota dentro del pozo, o por gravedad a través de drenes que los comunican con el exterior. Las galerías drenantes excavadas en el interior de los macizos, son de gran eficacia pero de costosa ejecución. Las «**pan-tallas» drenantes** formadas por pozos verticales de gran diámetro (de 1,5 a 2 m), comunicados entre sí por taladros horizontales que se ejecutan desde su interior, son una técnica utilizada en España en la estabilización de taludes excavados o laderas naturales en suelos o rocas (Figura 9.58).

Elementos estructurales resistentes

La introducción de elementos resistentes en el terreno tiene por finalidad aumentar la resistencia al corte mediante alguno de los siguientes sistemas:

- Introduciendo elementos que mejoran la resistencia del terreno en la superficie de rotura (por ejemplo pilotes o micropilotes).
- Introduciendo elementos que aumentan las fuerzas tangenciales de rozamiento en la superficie de rotura (por ejemplo anclajes y bulones; Figura 9.50e).

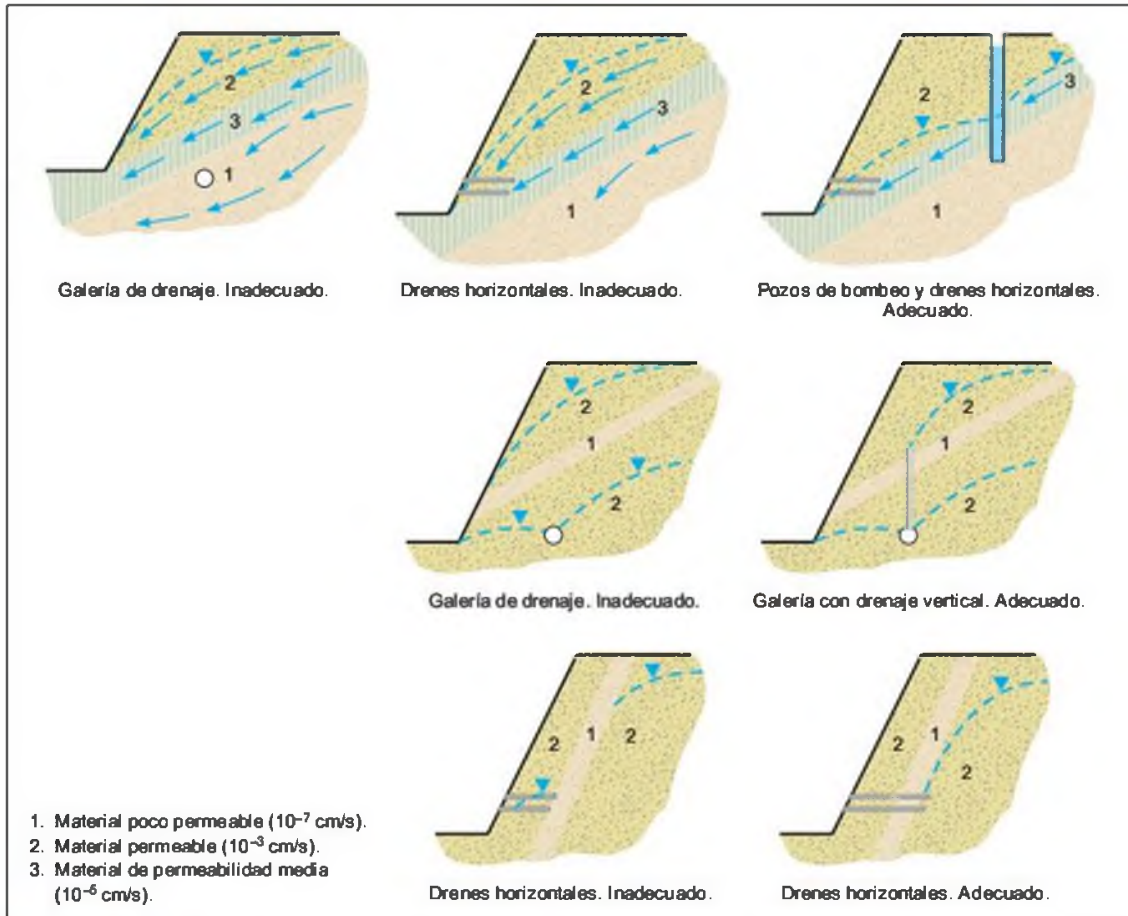


Figura 9.56 Disposición y eficacia de los sistemas de drenaje en un talud (modificado de CANMET, 1977).



Figura 9.57 Realización de drenes horizontales en un talud (foto L. González de Vallejo).



Figura 9.58 Perforación de drenes horizontales desde el interior de un pozo de drenaje para conectar con los pozos contiguos (cortesía de P. Berenguer).

Las **pantallas de pilotes** son alineaciones de estos elementos distanciados entre sí, de tal forma que constituyen una estructura relativamente continua, atravesando la zona deslizada y empotrándose en la zona

estable. La distribución y longitud de los pilotes deben ser detalladamente estudiadas, así como su resistencia ante los esfuerzos a los que van a estar sometidos.

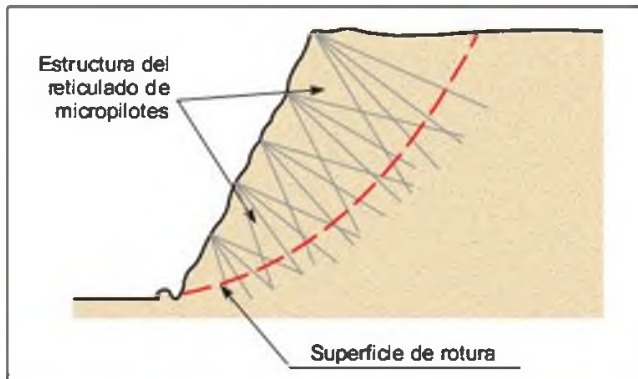


Figura 9.59 Pantalla múltiple de micropilotes.

dos. Los diámetros de los pilotes varían de 0,65 a 2 m, siendo frecuente arriostrarlos en superficie por medio de una viga.

De forma semejante se pueden utilizar pantallas de **micropilotes** que atraviesan la zona deslizada y se introducen en la zona estable (Figuras 9.59, 9.60 y 9.61). Los micropilotes suelen tener un diámetro entre 12 y 15 cm y longitudes que alcanzan los 15-20 m; van armados con un tubo de acero que se rellena mediante una inyección de cemento. El sistema de perforación permite atravesar fácilmente materiales rocosos.

Las **columnas de jet-grouting** suelen realizarse para estabilizar taludes en suelos granulares, incluso en terrenos cohesivos, cortando la superficie del deslizamiento y creando zonas con mayor resistencia al corte. El procedimiento consiste en realizar una perforación en el terreno, generalmente entre 0,4 y 1 m de diámetro, inyectando cemento a alta presión (entre 30 y 60 MPa), a través de un varillaje que gira a gran velocidad, que penetra y rompe el terreno circundante. Se consigue así una columna de alta resistencia formada por el terreno y la inyección.



Figura 9.60 Pantalla anclada de micropilotes, norte de Italia (foto L. González de Vallejo).



Figura 9.61 Refuerzo del pie de un talud con pantalla de micropilotes, norte de Italia (foto L. González de Vallejo).

Los **anclajes** son elementos formados por cables o barras de acero que se anclan a zonas estables del macizo, trabajan a tracción y proporcionan una fuerza contraria al movimiento y un incremento de las tensiones normales sobre la superficie de rotura (Figura 9.62). En función de su forma de trabajo, se clasifican en **pasivos** (el anclaje comienza a trabajar al producirse el movimiento del bloque o del terreno), **activos** (el anclaje se tensa tras su instalación hasta su carga admisible) y **mixtos** (el anclaje se tensa con una carga inferior a su carga admisible). Sus longitudes pueden ser de varias decenas de metros (habitualmente entre 15 y 40 m), y su capacidad de carga suele estar entre 60 y 120 t por anclaje; la fuerza de anclaje se calcula para alcanzar un coeficiente de seguridad adecuado (en el Apartado 4, en el epígrafe de rotura plana en roca, se incluye un ejemplo de cálculo de la fuerza de anclaje). Los anclajes se emplean frecuentemente en taludes rocosos fracturados como medida muy efectiva para estabilizar masas o bloques deslizantes. Las cabezas de los anclajes pueden unirse en superficie con vigas de hormigón, de forma que trabajan solidariamente distribuyendo las fuerzas estabilizadoras más uniformemente sobre el talud (Figuras 9.63 y 9.64). En el caso de suelos o macizos rocosos de baja resistencia afectados por una inestabilidad general, se suele ejecutar un muro de hormigón armado en el talud, en el que se colocan las cabezas de los anclajes, con lo que se consigue repartir las fuerzas que transmiten estos elementos al terreno. En ocasiones, el muro se sustituye por una pantalla de pilotes (Figura 9.65).

Los **bulones** son barras de acero que se introducen en el talud, y se pueden considerar como anclajes pasivos de baja capacidad. Las longitudes suelen estar comprendidas entre 3 y 6 m y su diámetro varía de 25 a 40 mm. Se colocan en perforaciones realizadas en la roca y rellenas de cemento o resina; su carga admisible suele oscilar entre 5 y 15 t por bulón (ver «Elementos de sostenimiento» en el Apartado 10.8 del Capítulo 10 para más detalles).

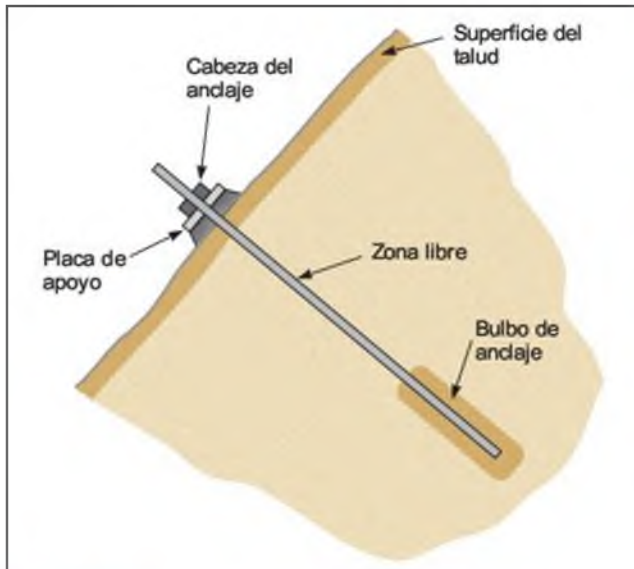


Figura 9.62 Esquema de las partes de un anclaje.



Figura 9.63 Excavación de un gran talud estabilizado mediante anclajes arriostrados, con la parte superior derecha protegida con gunita. Norte de Italia (foto M. Ferrer).



Figura 9.64 Instalación de anclajes para reforzar el talud, unidos mediante vigas de hormigón armado para que trabajen de forma solidaria, Asturias (foto L. González de Vallejo).

Muros y elementos de contención

Como se ha indicado en alguno de los ejemplos anteriores, la construcción de muros se emplea para reforzar la zona de pie de los taludes, evitando, además, la degradación en esta zona crítica frente a la estabilidad. Los **muros** se construyen a pie de talud como elementos resistentes, de contención o sostenimiento, siendo efectivos frente a inestabilidades superficiales. Los muros de contención presentan el inconveniente de que hay que excavar el pie del talud para su construcción, lo que favorece la inestabilidad, y no evitan posibles deslizamientos a favor de superficies de rotura por encima o por debajo del muro. Los muros de sostenimiento se construyen separados del pie del talud, rellenando posteriormente el trasdós (espacio entre el muro y el talud); los de revestimiento tienen como misión proteger el terreno de la erosión y proporcionar un peso estabilizador a pie del talud.

Los diferentes tipos de muros presentan una serie de características que los hacen adecuados para diferentes casos de estabilización, según se requieran muros flexibles o rígidos, se quiera detener un movimiento o aportar una resistencia adicional. Los **muros de gaviones** son muros flexibles que consisten en rellenos de fragmentos rocosos o escollera contenidos en una malla de acero, trabajan por gravedad y pueden ser construidos con escalonamiento hacia el exterior o el interior del talud (Figuras 9.66 y 9.67). Tienen la ventaja de permitir la circulación de agua procedente del talud. Los **muros pantalla** son elementos de hormigón armado construidos *in situ*, en zanjas excavadas por debajo de la superficie del terreno, cuya acción estabilizadora es similar a la de las pantallas de pilotes, con la diferencia de que constituyen elementos continuos.

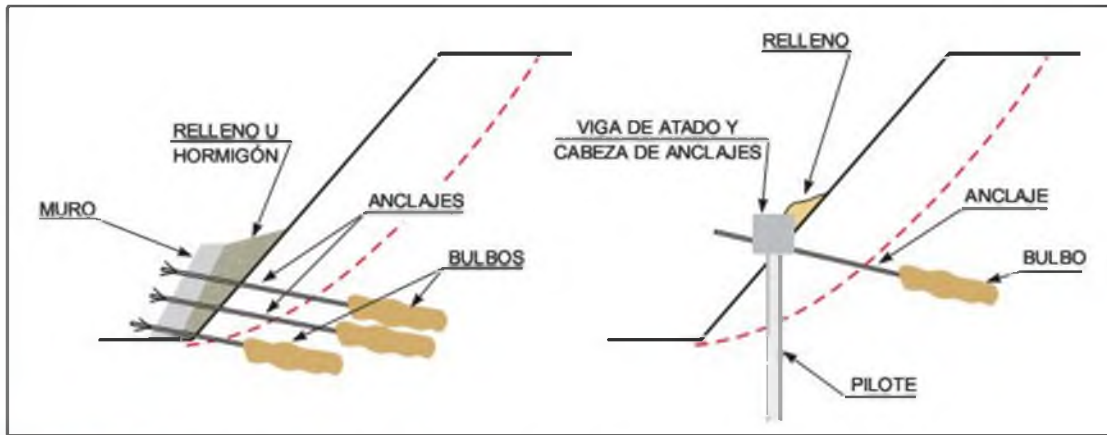


Figura 9.65 Muros y pantallas de pilotes anclados (Oteo, 1995).

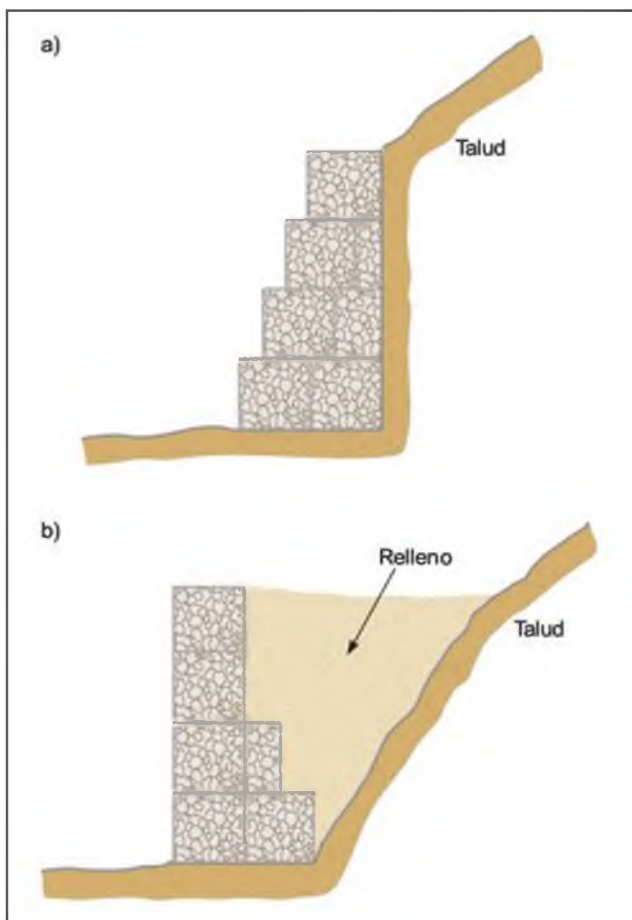


Figura 9.66 Muros de gaviones con el intradós escalonado (a) y con el trasdós escalonado, con relleno entre el muro y el talud (b).



Figura 9.67 Muro de gaviones a pie de talud y cuneta de drenaje (foto L. González de Vallejo).

material sintético, que se anclan al paramento y al talud (Figura 9.68). Los **muros anclados** son muros reforzados con anclajes para mejorar la resistencia al vuelco y al deslizamiento de la estructura (Figura 6.69).

El **drenaje** es un aspecto que debe ser considerado en la construcción de muros, ya que se puede producir la saturación del terreno en su trasdós, generando elevadas presiones intersticiales y empujes sobre la estructura. En los muros de gaviones, el drenaje se produce de forma natural al ser estructuras muy permeables, pero en el caso de muros de hormigón deben construirse los drenajes adecuados que aseguren la salida del agua acumulada, bien por medio de mechinales o de drenes longitudinales que atraviesen el muro.

En la práctica se combinan varios sistemas de estabilización simultáneamente. Dado que el agua es el principal agente desestabilizador en los taludes, es normal (y debería ser una regla) que cualquier solu-

Otro tipo de muros son los de **tierra armada**, formados por un paramento exterior prefabricado de hormigón o chapas metálicas y un relleno de suelo, reforzado mediante bandas o tirantes de metal o de

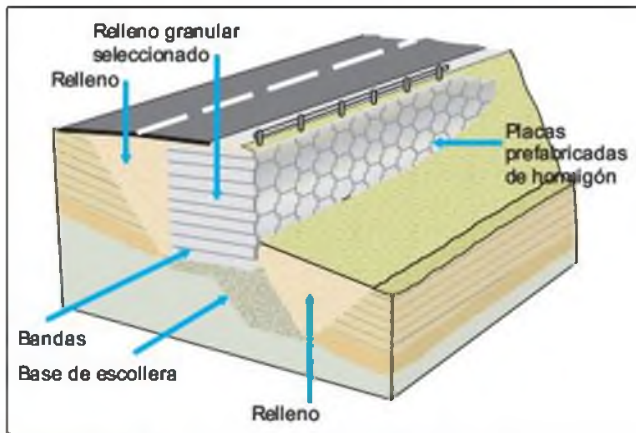


Figura 9.68 Muro de tierra armada (modificado de CANMET, 1977).



Figura 9.69 Medidas de estabilización en talud de carretera: muro anclado en la parte inferior, gunita y bulones en la parte superior (foto M. Ferrer).

ción lleve consigo la construcción de zanjas de captación del agua de escorrentía por encima y en los laterales de la cabecera del talud inestable, y de cunetas impermeables de drenaje en bermas y al pie del talud.

Medidas de protección superficial

Estas medidas están encaminadas a:

- Eliminar los problemas de caída de rocas.

- Aumentar la seguridad del talud frente a roturas superficiales.
- Evitar o reducir la erosión y la meteorización en el frente del talud.
- Evitar la entrada de agua de escorrentía.

Las actuaciones más frecuentes consisten en:

- Instalación de mallas metálicas.
- Gunitado de taludes.
- Construcción de muros de revestimiento a pie del talud.
- Instalación de materiales geotextiles.
- Impermeabilización.
- Siembra de especies que contribuyen a reforzar el terreno superficial en taludes excavados en suelos.

El gunitado consiste en cubrir de **gunita** (mortero de cemento, agua y árido de hasta 8 mm) la superficie del talud, proyectando la mezcla neumáticamente a través de una manguera y una boquilla; cuando se mezclan áridos de tamaño superior se denomina **hormigón proyectado**. Normalmente se proyectan varias capas sobre el talud, con un espesor total de 5 a 8 cm (Figura 9.70). La gunita puede reforzarse mediante la fijación de una malla metálica al talud sobre la que se proyecta la mezcla. Para facilitar el drenaje se realizan taladros o perforaciones que atraviesan la capa de gunita.

Los taludes excavados en macizos rocosos fracturados suelen presentar problemas de **desprendimientos de bloques** a favor de la red de discontinuidades. Entre las actuaciones para la estabilización de los bloques rocosos inestables se encuentran:

- Instalación de bulones para fijación de los bloques de roca; cuando los bloques a estabilizar presentan grandes dimensiones, su fijación debe realizarse mediante anclajes.



Figura 9.70 Talud de carretera cubierto de gunita (foto L. González de Vallejo).



Figura 9.71 Protección superficial de taludes con mallas metálicas. A pie de talud se ha instalado una barrera para evitar la caída de rocas a la carretera (foto M. Ferrer).

- Instalación de cables y mallas para estabilizar zonas de talud que se encuentran muy fracturadas; consiste en la colocación de una malla metálica, preferentemente de doble o triple torsión, a la que se superpone una serie de cables formando una retícula, anclados a la roca en sus extremos y tensionados (Figura 9.71).
- Eliminación de bloques mediante voladura controlada, cemento expansivo, fragmentación mediante martillo picador, eliminación manual mediante palancas, etc. Deben eliminarse únicamente los bloques adecuados, en caso contrario el efecto puede ser perjudicial para la estabilización de otros bloques en contacto.

En el Capítulo 14 se describen otras medidas activas y pasivas para la protección frente a los desprendimientos de bloques rocosos en laderas naturales.

9.7

Instrumentación y control

Cuando se presentan signos de inestabilidad en un talud (grietas o roturas en la parte superior, abultamientos y levantamientos en la zona de pie, etc.), o cuando se precisa controlar el comportamiento de un talud frente a la estabilidad, se recurre a la instrumentación o auscultación del talud y su entorno, a fin de obtener información sobre el comportamiento del mismo y las características del movimiento: velocidad, pautas en los desplazamientos, situación de las superficies de rotura, presiones de agua, etc. El control de la velocidad del movimiento permite conocer el modelo de comportamiento, y tomar decisiones referentes a su estabilización; en ocasiones se puede predecir aproximadamente cuándo tendrá lugar la rotura, en base al registro de la curva desplazamiento-tiempo y su extrapolación en el tiempo (Figuras 9.72 y 9.73).

En general, debido fundamentalmente al coste que suponen los trabajos de auscultación y la instrumentación necesaria para ello, estos trabajos se suelen limitar a casos en los que la inestabilidad puede afectar a infraestructuras o edificaciones.

Para llevar a cabo la auscultación de un talud es necesaria la selección de las magnitudes a medir, de los puntos de medida y de los instrumentos adecuados, además de una correcta instalación, registro e interpretación de las medidas.

La instrumentación permite comprobar el comportamiento del talud y verificar los modelos y análisis

de estabilidad realizados. Previamente a los trabajos de instrumentación, es necesario conocer las características y propiedades de los materiales que forman el talud, mediante un estudio previo con observaciones de campo, toma de datos, realización de ensayos de laboratorio, análisis de estabilidad, etc.

Las magnitudes que habitualmente se miden en los trabajos de auscultación son:

- Movimientos superficiales.
- Movimientos en el interior del terreno.
- Movimientos de apertura de grietas y entre bloques.
- Presiones intersticiales y sus variaciones.

Las diferentes técnicas y métodos para la medida de estas magnitudes se describen en el Apartado 6 del Capítulo 6; en el Cuadro 6.14 de dicho capítulo se resumen los distintos métodos e instrumentos.

La **medida de desplazamientos** en superficie y en el interior del terreno permite detectar el movimiento de una zona determinada del talud o de todo él en conjunto, y conocer la dirección y velocidad del mismo. Cada problema a controlar tiene sus particularidades, y por tanto la elección del método más adecuado y la ubicación de los equipos de medida en los taludes se deberán tratar de forma individual y ser definidos por personal especializado. Los sistemas de me-

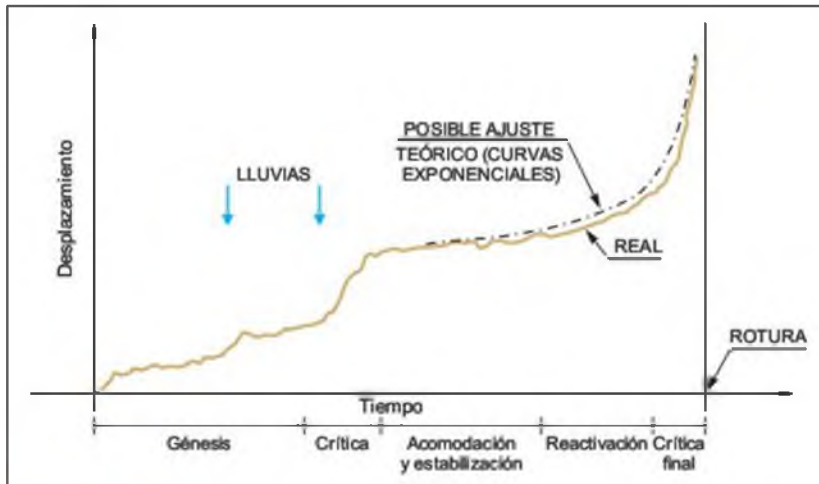


Figura 9.72 Fases de evolución de un deslizamiento y predicción teórica de la rotura final.

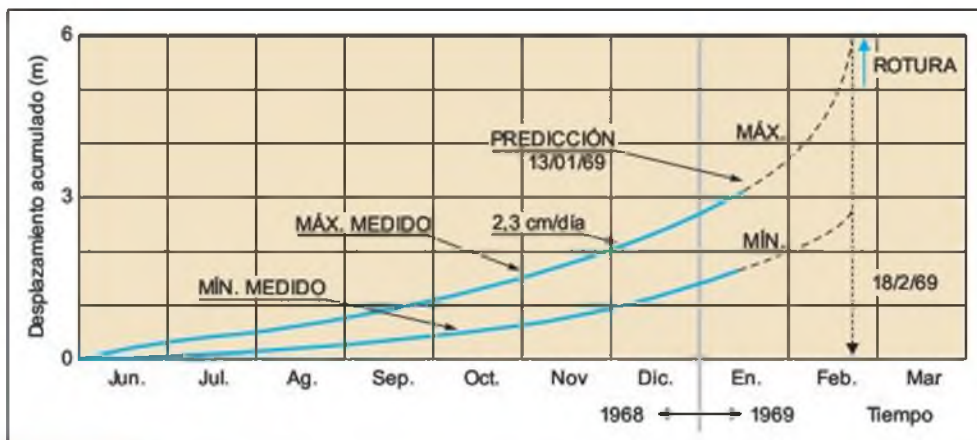


Figura 9.73 Predicción de la rotura de un talud en la mina de Chuquicamata, Chile (modificado de Hoek y Bray, 1981).

didada de desplazamientos en superficie estarán condicionados por la precisión que se pretenda y por la magnitud de los movimientos.

Los movimientos en el interior del terreno se miden con inclinómetros y extensómetros. Además de ser útiles para la medida de la velocidad y dirección del movimiento, estos sistemas permiten localizar las superficies de rotura (ver Figuras 6.93 a 6.97 del Capítulo 6). Otros métodos válidos para definir los planos de rotura son los pozos de revestimiento discontinuo (para permitir su deformación) y la introducción de testigos en sondos entubados, con la finalidad de localizar el punto de «atranque» de los mismos en la zona de rotura (Figura 6.98). La utilización de diagráfias radiactivas permite la obtención de registros de zonas con diferentes características, como la densidad o el contenido en agua de las formaciones, que pueden ayudar a la definición de los planos de rotura.

Otras técnicas geofísicas también pueden ser de ayuda para la localización de zonas de debilidad y discontinuidad en el interior de los taludes.

La medida de movimientos de apertura de grietas y entre bloques rocosos se suele realizar mediante elementos mecánicos (calibre, cinta métrica, hilos, etc.) o mediante transductores eléctricos; para desplazamientos grandes se emplea la cinta de convergencia (ver Figuras 6.91 y 6.92).

La medida de las presiones intersticiales en el interior de un talud se lleva a cabo mediante la instalación de piezómetros o de tuberías ranuradas en sondeos o pozos de reconocimiento; el control de las presiones sobre muros de contención y fuerzas de anclaje se realiza instalando células de carga en el contacto entre estos elementos y el talud. Ambos tipos de medidas se describen en el Apartado 6 del Capítulo 6 (Figuras 6.99 a 6.102).

Control de movimientos en un talud inestable

Ante un caso como el deslizamiento de la figura inferior, los desplazamientos a medir para la identificación del movimiento y sus características serían:

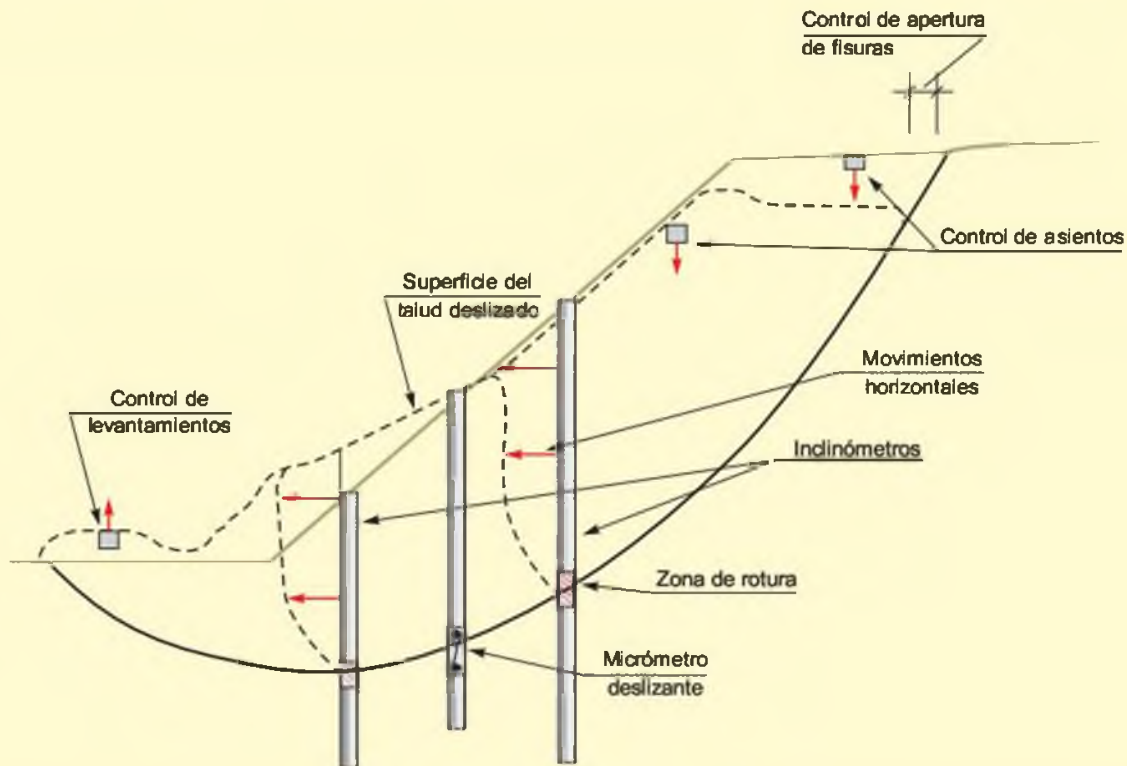
- La apertura o separación (movimiento horizontal) en las grietas que se abran en la cabecera del deslizamiento, lo cual, a veces, es difícil si se producen los saltos (desplazamiento vertical) típicos en grietas de tracción de cabecera.
- El salto de la cabecera del talud, lo que da idea muy buena de su movimiento absoluto y de la velocidad del movimiento.
- Los movimientos horizontales superficiales en la parte baja del deslizamiento.
- Los desplazamientos horizontales, en superficie y profundidad, en la parte media y baja del deslizamiento.
- Los desplazamientos relativos entre la masa deslizante y la zona estable en puntos de la superficie de rotura.

Las tres primeras medidas pueden hacerse por métodos topográficos normales, fijando en el talud referen-

cias fiables (sobre dados de hormigón, piquetes clavados en el terreno, etc.), pudiendo hacerse la primera de ellas, también, con **cinta de convergencia**.

El cuarto tipo de medida se realiza con **inclinómetros** (que deben alcanzar la zona estable situada por debajo del plano de rotura más profundo). Estos aparatos constan de un torpedo que baja por una tubería especial previamente instalada en el interior del sondeo. El torpedo permite medir (por ejemplo, cada 50 cm) el ángulo que forma la tubería, lo que multiplicado por la distancia de medida permite ir conociendo los desplazamientos horizontales a lo largo del sondeo, integrando las lecturas de abajo arriba. Al atravesar la zona de rotura, ésta suele quedar definida por cambios en los desplazamientos horizontales, lo que permite realizar el análisis a posteriori correspondiente; si los desplazamientos son importantes, el tubo puede quedar cortado e impedir las medidas.

Para el quinto tipo de medición, más sofisticado, se emplean aparatos especiales como el «**micrómetro deslizante**», que es más útil, por su rango de medida, en macizos rocosos que en suelos.



Ejemplo de instrumentación de un talud.

9.8

Excavación de taludes

La excavación de un talud requiere la utilización de medios mecánicos o voladuras. La selección del método de excavación depende básicamente de la excavabilidad de los materiales, de las dimensiones y geometría de la excavación y del rendimiento de la maquinaria.

Los principales métodos de excavación son:

- **Pala excavadora y pala cargadora**, para excavación directa de materiales poco consolidados o granulares y carga de materiales previamente fragmentados mediante otras técnicas.
- **Mototraillas**, para el movimiento de tierras en capas horizontales de pequeño espesor de materiales sueltos; permite, además, el vertido de tongadas y el refino de excavaciones.
- **Ripadoras**, que consisten en tractores montados sobre orugas, dotados de uno o varios elementos de trabajo que se denominan escarificadores o rippers, además de una hoja para el empuje de los materiales fragmentados; el ripper tiene un movimiento de empuje hacia el terreno para penetrar en la roca y otro de traslación para desgarrarla; también es posible efectuar un movimiento circular y en algunas variedades el ripper está dotado de un martillo hidráulico de impacto.
- **Voladuras**, que consisten en la perforación de taladros en rocas de elevada resistencia y apli-

cación de cargas explosivas en su interior, ocasionando la disgregación o fisuración de la roca según sea la voladura: de extracción o de esponjamiento del material.

La excavación mediante medios mecánicos convencionales, tales como palas o mototraillas, sólo es aplicable a suelos no cementados y a rocas altamente meteorizadas. En el resto de los casos, las rocas deben extraerse mediante ripado o voladura. La aplicación de una u otra técnica tiene una repercusión importante en el coste del movimiento de tierras de una obra lineal, de ahí la gran importancia que supone la correcta definición del método de excavación.

Una roca es **ripable** cuando puede ser excavada por medios mecánicos sin utilizar explosivos. La **ripabilidad** depende de los siguientes parámetros del macizo:

- Resistencia a compresión simple de la roca.
- Resistencia a tracción.
- Velocidad de propagación de ondas sísmicas en el medio rocoso.
- Grado de fracturación del macizo (RQD).
- Características de las discontinuidades: espaciado, continuidad, abertura, etc.
- Estructura y estratificación de la roca, alternancia de niveles de distinta competencia, etc.

También depende de las características propias de los equipos de excavación.

Criterio general de ripabilidad basado en la velocidad de ondas sísmicas

Velocidad sísmica (m/s)	Excavabilidad
< 1.500	Rocas excavables con mototraillas, excavadoras o tractores. No precisan voladura.
1.500-2.000	Ripado fácil. Excavación de estratos sin volar, algo difícil para excavadoras o tractores con ripper.
2.000-2.500	Ripado algo costoso. Voladuras ligeras (grandes longitudes de retacado, bajos consumos específicos).
2.500-3.000	Se precisan voladuras ligeras. Prevoladuras.
> 3.000	Voladuras importantes (esquemas de perforación cerrados, pequeñas longitudes de retacado, altos consumos específicos).

CUADRO 9.3

Criterios de excavabilidad

A continuación se describen algunos de los distintos métodos para estimar la excavabilidad. En el Capítulo 10 de túneles se tratan también estos aspectos.

■ VELOCIDAD DE ONDAS SÍSMICAS

La velocidad de propagación de las ondas longitudinales en el terreno constituye el parámetro más representativo para definir la excavabilidad del terreno y las profundidades hasta las cuales es excavable, ripable o requiere el empleo de voladura. La velocidad de las ondas sísmicas refleja el grado de compacidad, alteración y fracturación de los materiales, factores que intervienen en la excavabilidad. En el Cuadro 9.3 se presenta un criterio general de ripabilidad de los materiales basado en la velocidad de propagación de las ondas sísmicas. Aún dependiendo de la potencia de la maquinaria a emplear, como norma general, por debajo de 2.000 m/s cualquier material es ripable; por encima de 2.500 a

3.000 m/s se ripa con extrema dificultad y a un coste muy alto.

Los fabricantes de maquinaria proporcionan tablas de ripabilidad del terreno en función del tipo de máquina a emplear y la velocidad de propagación de ondas sísmicas (Figura 9.74).

■ ÍNDICE DE EXCAVABILIDAD DE HADJIGEORGIOU Y SCOBLE

El índice de excavabilidad (IE) se define a partir de la expresión:

$$IE = (I_s + B_s)WJ_s$$

donde:

I_s es la resistencia de la roca a carga puntual (PLT)

B_s es el índice de tamaño del bloque

W es el índice de alteración

J_s es el índice de disposición estructural relativa.

En el Cuadro 9.4 se indican los parámetros que intervienen en la expresión.

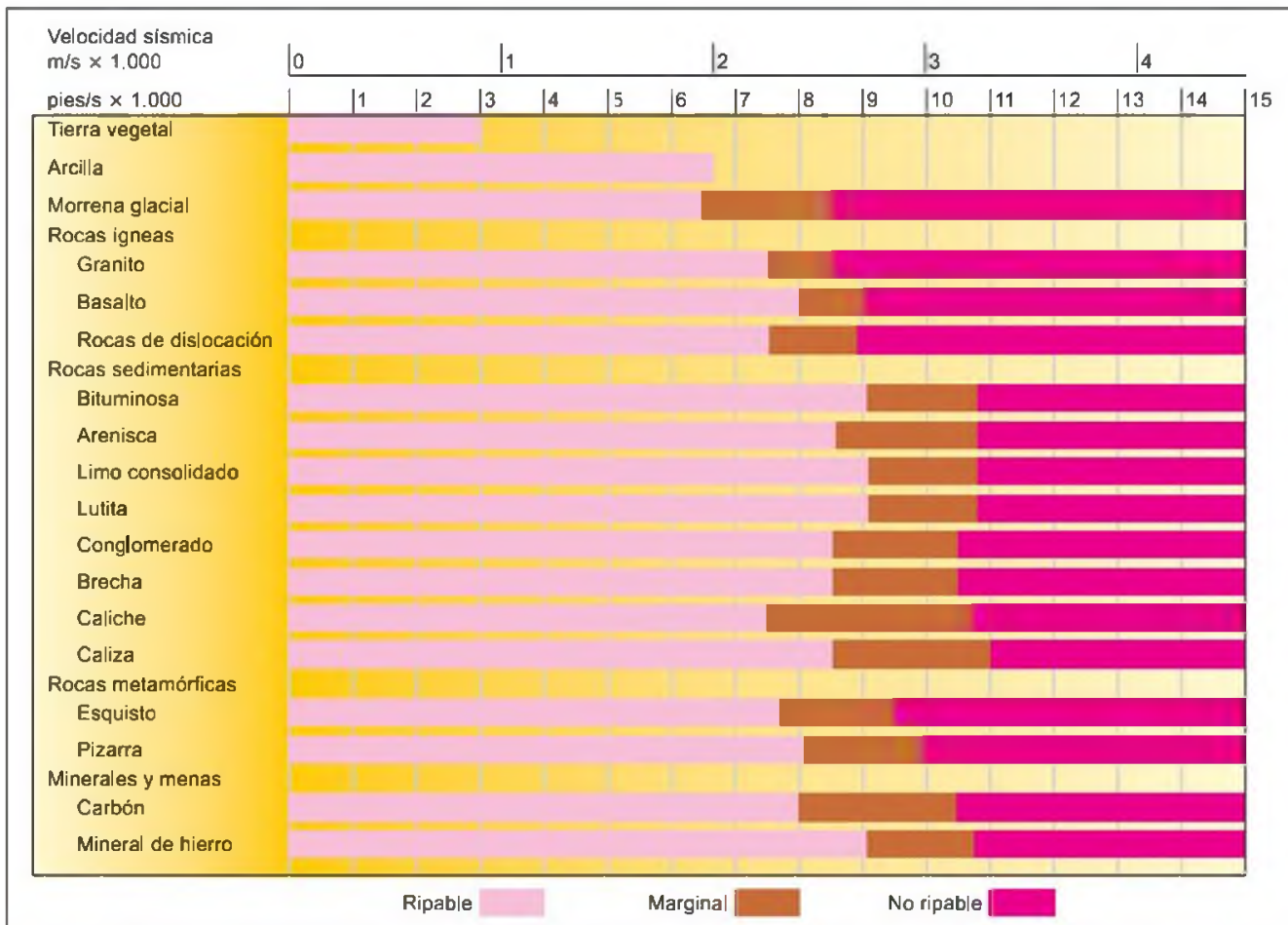


Figura 9.74 Ripabilidad de distintas rocas para máquina ripadora tipo D10R de Caterpillar (modificado de Finanzauto, 2001).

■ **ÍNDICE DE RIPABILIDAD DE SINGH Y DENBY**

Se obtiene de la suma de los siguientes parámetros:

- Resistencia a tracción.
- Grado de alteración.

- Grado de abrasividad (a partir del índice Cerchar; ver Apartado 10.7 del Capítulo 10 de túneles).
- Espaciado de las discontinuidades.

En el Cuadro 9.5 se muestran los parámetros y su valoración para obtener este índice.

CUADRO 9.4

Índice de excavabilidad según Hadjigeorgiou y Scoble (1990)

Clase	1	2	3	4	5
Resistencia bajo carga puntual $I_{p(50)}$ (MPa) Valoración (I_p)	0,5 0	0,5-1,5 10	1,5-2,0 15	2,0-3,5 20	> 3,5 25
Tamaño de bloque J_b (Juntas/m ³) Valoración (B_p)	Muy pequeño 30 5	Pequeño 10-30 15	Medio 3-10 30	Grande 1-3 45	Muy grande 1 50
Alteración Valoración (W)	Completa 0,6	Alta 0,7	Moderada 0,8	Ligera 0,9	Nula 1,0
Disposición estructural relativa Valoración (J_d)	Muy favorable 0,5	Favorable 0,7	Ligeramente favorable 1,0	Desfavorable 1,3	Muy desfavorable 1,5
Índice de excavabilidad (IE)	< 20	20-30	30-45	45-55	> 55
Facilidad de excavación	Muy fácil	Fácil	Difícil	Muy difícil	Voladura

CUADRO 9.5

Índice de ripabilidad según Singh y Denby (1989)

Parámetros	Clases de macizos rocosos				
	1	2	3	4	5
Resistencia a la tracción (MPa) Valoración	< 2 0-4	2-6 4-8	6-10 8-12	10-15 12-16	> 15 16-20
Grado de alteración Valoración	Muy alto 0-4	Alto 4-8	Moderado 8-12	Ligero 12-16	Nulo 16-20
Grado de abrasividad Valoración	Muy bajo 0-4	Bajo 4-8	Moderado 8-12	Alto 12-16	Extremo 16-20
Espaciado de las discontinuidades (m) Valoración	< 0,06 0-10	0,06-0,3 10-20	0,3-1 20-30	1-2 30-40	> 2 40-50
Índice de ripabilidad Valoración total	< 22	22-44	44-66	66-88	> 88
Ripabilidad	Fácil	Moderada	Difícil	Marginal	Voladura
Tipo de retroexcavadora recomendada	Ligera	Media	Pesada	Muy pesada	Ninguna
Potencia (kW)	< 150	150-250	250-350	> 350	—
Peso (t)	< 25	25-35	35-55	> 55	—

Bibliografía recomendada

- Hoek, E. y Bray, J. W. (1981). Rock slope engineering. Institution of Mining and Metallurgy. London.
- IGME (1987). Varios autores. Manual de taludes. Madrid.
- López Jimeno, C. Ed. (1999). Varios autores. Manual de estabilización y revegetación de taludes. Editorial Entorno Gráfico. Madrid.

Referencias bibliográficas

- Bishop, A. W. (1955). The use of slip circle in the stability analysis of slopes. *Geotechnique*, vol. 5(1), pp. 7-17. London.
- CANMET (Canada Center for Mineral and Energy Technology), (1977). The pit slope manual. Ministry of Supply and Services. Canadá.
- Cavers, D. S. (1981). Simple methods to analyze buckling of rock slopes. *Rock Mechanics*, vol. 2, pp. 87-104.
- De la Fuente, P. (1997). Informe sobre la inestabilidad de un terraplén en Écija. F.A.B. No publicado.
- Ferrer, M. (1992). Estabilidad de taludes en roca. Monografía n.º 12. Master de Ingeniería Geológica. Departamento de Geodinámica. Universidad Complutense de Madrid.
- Finanzauto (2001). Gráficas para el cálculo de rendimientos de desgarradores Caterpillar.
- Goodman, R. E. y Bray, J. W. (1976). Toppling of rock slopes. *Procc. Spec. Conference on Rock Engineering for Foundations and Slopes*. ASCE, vol. 2. Colorado.
- Hadjigeorgiou, J. y Scoble, M. (1990). Ground characterization for assessment of case of excavation. *Mine planning and equipment selection*. Calgary, Canadá.
- Hoek, E. y Bray, J. W. (1981). Rock slope engineering. Institution of Mining and Metallurgy. London.
- IGME (1987). Varios autores. Manual de taludes. Madrid.
- Jiménez Salas, J. A., De Justo, J. L. y Serrano, A. A. (1976). *Geotecnia y cimientos, II*. Editorial Rueda. Madrid.
- John, K. (1968). Graphical stability analysis of slopes in jointed rock. *Procc. ASCE*, vol 94, n.º SM2.
- Lumb, P. (1975). Slope failures in Hong Kong. *Ql. Jr. Engineering Geology*, n.º 8, pp. 31-65.
- Oteo, C. (1995). Nuevas tecnologías de corrección de movimientos de laderas. En: *Reducción de Riesgos Geológicos en España*. IGME, pp. 83-94.
- Oteo, C. (1997). La estabilidad de taludes y desmontes en el entorno de las obras lineales andaluzas. *IV Simposio Nacional sobre Taludes y Laderas Inestables*. Granada, vol. III, pp. 1073-1113.
- Piteau, D. R. y Martín, D. C. (1982). Mechanics of rock slope failure. *Third Int. Conf. on Stability in Surface Mining*. Brawner C. O. Ed., pp. 113-171. Vancouver.
- Rodríguez Ortiz, J. M. (1997). La utilización de pilotes y pasadores en la corrección de deslizamientos. Teoría y aplicaciones. *IV Simposio Nacional sobre Taludes y Laderas Inestables*, vol. III pp. 1013-1072. Granada.
- Romana, M. (1997). El papel de las clasificaciones geomecánicas en el estudio de la estabilidad de taludes. *IV Simp. Nacional sobre Taludes y Laderas Inestables*. Granada. Vol. III, pp. 955-1011.
- Singh, R. y Denby, B. (1989). Aspects of ground preparation by mechanical methods in surface mining. *Symposium on Surface Mining. Future concepts*. Nottingham. England.
- Taylor, R. D. (1948). *Soil mechanics*. John Wiley & Sons. N.Y.
- Uriel, S. (1991). Corrección de taludes en roca. *Curso sobre Estabilidad de Taludes*. CEDEX. Madrid.



CAPÍTULO 10

TÚNELES

CONTENIDO

1. Introducción
2. Investigaciones *in situ*
3. Influencia de las condiciones geológicas
4. Parámetros geomecánicos de diseño
5. Clasificaciones geomecánicas
6. Estimación de los sostenimientos por métodos empíricos
7. Criterios de excavabilidad
8. Métodos de excavación y de sostenimiento de túneles en roca
9. Métodos de construcción de túneles en suelos
10. Consideraciones geológico-geotécnicas durante la construcción

10.1

Introducción

El aprovechamiento del espacio subterráneo constituye en la actualidad una de las alternativas más idóneas para el desarrollo de vías rápidas de comunicación. A pesar de su mayor coste con respecto a otras soluciones de superficie, presenta cada vez mayores ventajas, tanto desde el punto de vista medio ambiental como funcional (acortamiento de distancias, seguridad, menor impacto ambiental, etc.).

La mayoría de los túneles se construyen para salvar un obstáculo natural y permitir el acceso a vías de comunicación para transporte urbano (metros), transvases y conducciones; o para unir islas o estrechos y para pasos fluviales, en cuyo caso el trazado se efectúa bajo una lámina de agua. Las excavaciones subterráneas están estrechamente relacionadas con la energía y los recursos minerales (aprovechamientos hidroeléctricos, centrales, explotaciones mineras, almacenamientos subterráneos, etc.; Figura 10.1).

Dentro de la amplia variedad de usos del espacio subterráneo, gran parte de los túneles se excavan para infraestructuras del transporte, basándose su diseño en la **seguridad** y la **economía**. Este capítulo se centra en este tipo de excavaciones, particularmente en los túneles en roca.

Los túneles se caracterizan por su trazado y sección, definidos por criterios geométricos de gálibo,



Figura 10.1 Excavación de una central hidroeléctrica subterránea (cortesía de J. Granero).



Figura 10.2 Secciones típicas de túneles y sus denominaciones.

pendiente, radio de curvatura y otras consideraciones de proyecto. Bajo el punto de vista de la ingeniería geológica los datos más significativos son la sección, perfil longitudinal, trazado, pendientes, situación de excavaciones adyacentes, boquillas y accesos intermedios. En la Figura 10.2 se muestran varias **secciones típicas** de túneles y las denominaciones más habituales.

El **sostenimiento** se refiere a los elementos estructurales de sujeción del terreno, aplicados inmediatamente después de la excavación del túnel, con el fin de asegurar su estabilidad durante la construcción y después de ella, así como garantizar las condiciones de seguridad.

El **revestimiento** se coloca con posterioridad al sostenimiento y consiste en aplicar sobre dicho sostenimiento una capa de hormigón, u otros elementos estructurales, con el fin de proporcionar resistencia a largo plazo al túnel y dar un acabado regular, mejorando su funcionalidad (condiciones aerodinámicas, impermeabilidad, luminosidad, albergar instalaciones y propiciar la estética de la obra).

Los estudios geológicos-geotécnicos son absolutamente necesarios para poder proyectar y construir una obra subterránea. En este capítulo se describe la **metodología básica** para la realización de estos estudios (Figura 10.3), cuyos **objetivos** son los siguientes:

- Condiciones geológicas, geotécnicas e hidrogeológicas del trazado.
- Identificación de puntos singulares o zonas de mayor complejidad geológica, hidrogeológica o geotécnica.
- Clasificación y sectorización geomecánica, propiedades y parámetros de diseño del macizo rocoso.
- Criterios geomecánicos para el cálculo de sostenimientos y métodos de excavación.
- Emplazamiento, excavación y estabilización de boquillas y accesos intermedios.
- Recomendaciones para la excavación, sostenimientos y proceso constructivo del túnel.
- Tratamientos del terreno para la estabilización, refuerzo, drenaje o impermeabilización del terreno.

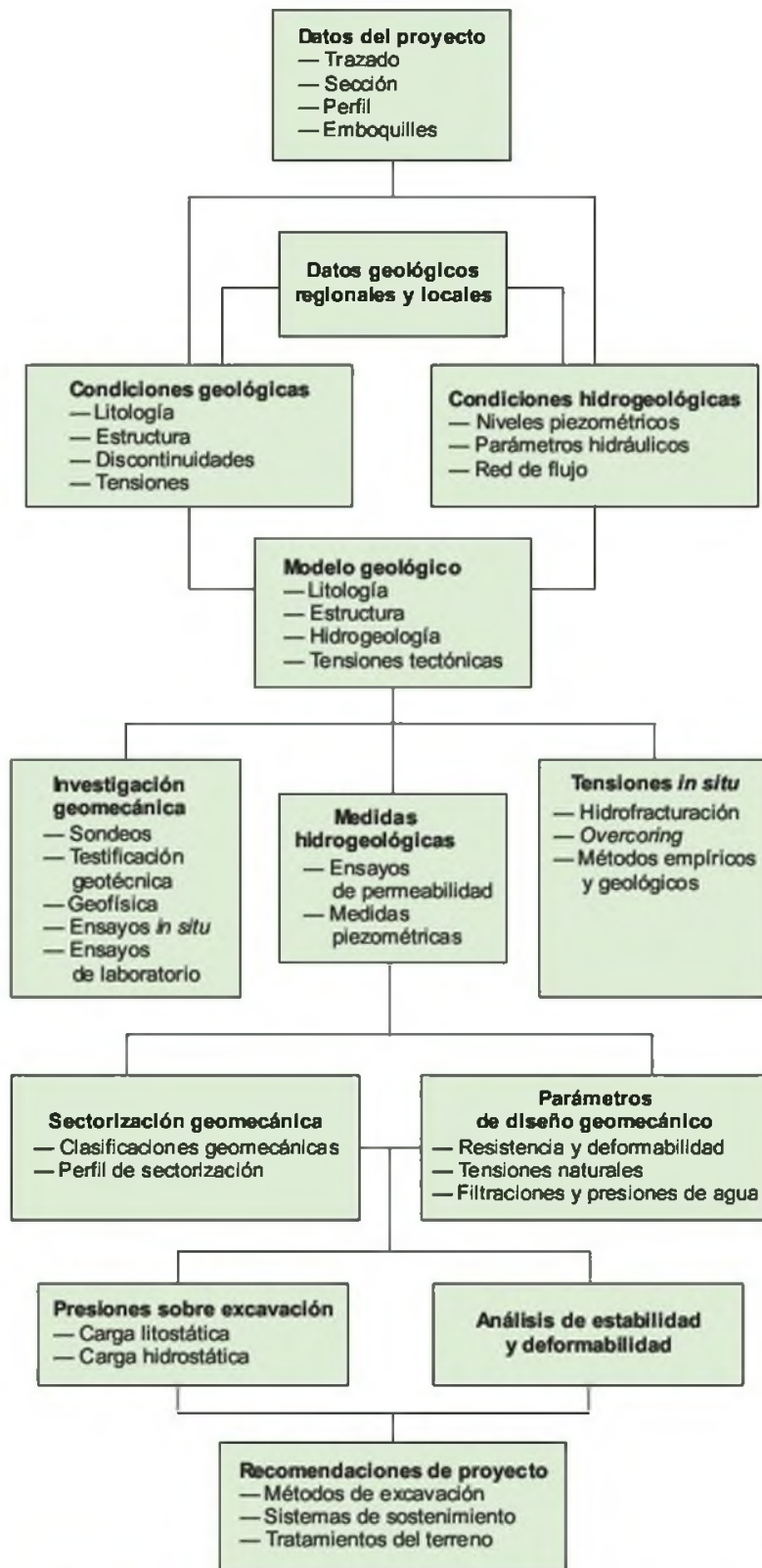


Figura 10.3 Metodología de los estudios geológico-geotécnicos para túneles.

La importancia del conocimiento geológico en los túneles ya fue puesta de manifiesto por Terzaghi: «la geología más que ningún otro factor determina el grado de dificultad y el coste de una excavación subterránea». Este conocimiento no sólo es necesario para proyectar adecuadamente el túnel, sino fundamental para evitar sobrecostos, accidentes y retrasos imprevistos.

Las investigaciones geológicas de los túneles son, en general, más costosas que en otras obras de ingeniería civil. Sin embargo, el no dedicar suficientes medios a estos estudios puede conducir a situaciones imprevistas: «Cuando el terreno no se investiga, el terreno es un riesgo». La inversión «adecuada» en los estudios geológico-geotécnicos depende de la complejidad geológica, longitud del túnel, espesor de recubrimientos, etc. y puede llegar al 3 % del presupuesto de la obra; por debajo de este porcentaje aumentan los casos de túneles con problemas y, por encima los imprevistos son mínimos (Waggoner y Daugharty, 1985).

Ante la importancia, tanto técnica como económica, de las investigaciones *in situ* resulta esencial llevar a cabo una correcta planificación de las mismas. Los criterios básicos para planificar las investigaciones *in situ* son las siguientes:

- **Condiciones previas:**
 - Características geológicas generales.
 - Información disponible.
 - Accesos.
 - Presupuesto disponible.
- **Estrategias a seguir:**
 - Planificar las investigaciones en varias fases sucesivas de intensidad creciente.
 - Desarrollar al máximo las técnicas de geología de superficie.
 - Situar los reconocimientos en zonas de importancia para:
 - La interpretación geológica.
 - La identificación de puntos singulares.
 - El estudio de zonas de emboquille y accesos.
 - Elegir y combinar adecuadamente las distintas técnicas de investigación según criterios de representatividad, complementariedad, rentabilidad económica y logística (accesos, distancias, aprovisionamientos, etc.).

- Los métodos de investigación deben estar acordes con los objetivos, alcance y fases del proyecto (Cuadro 10.1), siendo importante identificar desde las etapas más iniciales aquellos problemas geológicos que pudieran ser condicionantes e incluso excluyentes, por su carácter de riesgo o de seria dificultad constructiva.

Una de las tareas más importantes en la planificación de investigaciones es decidir la **situación de los sondeos**. No existen reglas generales, pero sí ciertos criterios:

- Los sondeos deben cortar el mayor número de formaciones geológicas representativas del trazado del túnel, situándolos estratégicamente para que su longitud sea la mínima posible.
- Deben situarse de tal forma que aporten la mayor información para resolver la estructura geológica donde las incertidumbres geológicas sean mayores, incluyendo los problemas hidrogeológicos, cortando lo más perpendicularmente posible a las estructuras.
- Siempre que sea posible deben sobrepasar la cota de solera prevista para el túnel, al menos el equivalente a un diámetro del mismo.
- Los sondeos se planifican de forma que permitan realizar en su interior distintas pruebas, como ensayos de permeabilidad, de tensión-deformación y de geofísica.
- En las boquillas y accesos intermedios es fundamental situar suficiente número de sondeos para estudiar los problemas de estabilidad: identificación de deslizamientos, filtraciones, espesor de zonas meteorizadas, etc. Su número dependerá de la complejidad de la zona, pero como pauta es conveniente situar un mínimo de 3 sondeos en cada zona de emboquille.

Los métodos de **investigación geofísica** más empleados son: la sísmica de refracción en zonas de pocos recubrimientos, ensayos *down-hole*, *cross hole* y diagráfias en el interior de sondeos, y la sísmica de reflexión para el estudio de es-

estructuras geológicas profundas. Los **ensayos hidrogeológicos** más habituales son los de permeabilidad tipo Lugeon y Lefranc y las medidas piezométricas. Los **ensayos geotécnicos** *in*

situ dependen del tipo de material y de la problemática del túnel; algunos de los más utilizados son los presiométricos y los dilatométricos, y en ocasiones los de hidrofracturación.

Fases, objetivos y contenido de las investigaciones *in situ* para túneles

Fases y objetivos	Tareas	Contenidos
Estudios previos <ul style="list-style-type: none"> • Reconocimiento geológico general del trazado o corredores. • Identificación de riesgos geológicos para la excavación del túnel. • Clasificación geológico-geotécnica básica de materiales. • Planificación de investigaciones para la siguiente fase. • Análisis de alternativas de trazados. 	Revisión de información	<ul style="list-style-type: none"> — Topografía. — Hidrología e hidrogeología. — Mapas geológicos. — Túneles y minas próximas. — Sismicidad.
	Fotointerpretación	<ul style="list-style-type: none"> — Fotogramas en color y blanco y negro. — Técnicas especiales en zonas cubiertas de vegetación. — Teledetección.
	Reconocimientos geológicos	<ul style="list-style-type: none"> — Geomorfología y estabilidad de laderas. — Litologías. — Fallas y estructuras tectónicas. — Datos hidrogeológicos.
	Investigaciones <i>in situ</i>	<ul style="list-style-type: none"> — Sondeos espaciados. — Geofísica en superficie.
	Interpretación geológico-geotécnica	<ul style="list-style-type: none"> — Mapas y cortes geológicos (1:10.000 – 1:2.000).
Anteproyecto y proyecto <ul style="list-style-type: none"> • Selección del trazado y emboquilles. • Estudio geológico-geotécnico detallado. • Evaluación de los problemas geológico-geotécnicos y su incidencia en la excavación. • Características geomecánicas de los materiales. • Criterios geomecánicos para el diseño. • Recomendaciones para el sostenimiento, excavación y tratamientos del terreno. 	Cartografía geológica-geotécnica	<ul style="list-style-type: none"> — Litoestratigrafía. — Estructura. — Estaciones geomecánicas. — Geomorfología. — Mapas a escala 1:2.000 – 1:500.
	Datos hidrológicos e hidrogeológicos	<ul style="list-style-type: none"> — Regionales y locales. — Estimación de caudales y presiones.
	Investigaciones geotécnicas	<ul style="list-style-type: none"> — Ensayos de laboratorio. — Sondeos. — Calicatas. — Geofísica. — Ensayos <i>in situ</i>.
	Interpretación geológica-geotécnica	<ul style="list-style-type: none"> — Clasificaciones geomecánicas. — Propiedades geomecánicas. — Recomendaciones para el sostenimiento y excavación. — Tratamientos del terreno.
Construcción <ul style="list-style-type: none"> • Control geológico-geotécnico y auscultación. • Adecuación del proyecto a las condiciones del terreno. • Medidas de control de inestabilidades, filtraciones y tratamientos del terreno. 	Control geológico-geotécnico	<ul style="list-style-type: none"> — Cartografía geológica-geotécnica en el interior del túnel. — Sondeos en avance, galería exploratoria, geofísica, ensayos.
	Auscultación	<ul style="list-style-type: none"> — Instrumentación geotécnica.
	Control de calidad	<ul style="list-style-type: none"> — Ensayos.
	Asistencia técnica	<ul style="list-style-type: none"> — Seguimiento y control de ejecución. — Soluciones constructivas y tratamientos del terreno.



Recuadro 10.1

Guía para la planificación de investigaciones en túneles

FOTOINTERPRETACIÓN	INVENTARIO DE TÚNELES
<ul style="list-style-type: none"> — Escalas 1:25.000 a 1:10.000. — Recomendables las fotos en color. — Radar: en zonas de densa vegetación. — Térmicas: zonas de fracturación con agua. — Infrarrojo: delimitación de características geológicas mal definidas con otras fotos. <p>Observaciones</p> <ul style="list-style-type: none"> — Técnicas rápidas y desarrolladas. — Bajo coste. — Precisan verificación en campo. — Limitaciones en zonas cubiertas de vegetación. 	<ul style="list-style-type: none"> — Tiene por objeto conocer el comportamiento de túneles de la región excavados en materiales y condiciones similares a las del túnel en proyecto. — Datos a incluir: corte geológico, estructura, clasificación geomecánica. — Datos geométricos, sostenimientos y problemas de construcción y mantenimiento. <p>Observaciones</p> <ul style="list-style-type: none"> — Permite efectuar análisis a posteriori del comportamiento geomecánico, estabilidad y sostenimiento. — Puede advertir sobre problemas existentes y transmitir experiencias. — La información está supeditada a la accesibilidad y disponibilidad de datos.
MAPAS GEOLÓGICO-GEOTÉCNICOS	GALERÍAS Y TÚNELES PILOTO
<ul style="list-style-type: none"> — Escalas de estudios previos 1:10.000-1:2.000. — Escalas de proyecto 1:2.000-1:500. — El corte geológico por el eje del túnel es el principal documento geológico. <p>Observaciones</p> <ul style="list-style-type: none"> — Técnicas muy desarrolladas e imprescindibles. — Relativamente económicas. — Sujetas a incertidumbres en función de la complejidad geológica y datos disponibles. 	<ul style="list-style-type: none"> — Utilizadas en túneles de gran longitud y/o complejidad. <p>Observaciones</p> <ul style="list-style-type: none"> — Permiten la observación directa y la realización de ensayos <i>in situ</i>, y el drenaje previo del terreno. — Permiten la instrumentación y realización de tratamientos del terreno previos y durante la excavación. — Muy costosas y lentas.
ESTACIONES GEOMECAÑICAS	GEOFÍSICA
<ul style="list-style-type: none"> — Análisis estructural de discontinuidades. — Grado de meteorización del macizo rocoso. — Datos hidrogeológicos. — Estado de fracturación. — Ensayos de clasificación. <p>Observaciones</p> <ul style="list-style-type: none"> — Precisan de datos estadísticamente representativos. — Limitación en zonas cubiertas por vegetación, o por suelos o rocas muy alteradas. 	<ul style="list-style-type: none"> — Eléctrica: detección de fracturas, acuíferos y contactos litológicos. — Sísmica de refracción, <i>downhole</i> y <i>crosshole</i>: contactos roca sana-meteorizada, ripabilidad, módulos de deformación, grado de fracturación. — Diagrafías en el interior de sondeos: obtención de propiedades <i>in situ</i>, como densidad, porosidad, velocidad de ondas, grado de fracturación, etc. — Sísmica de reflexión: permite estudiar la estructura geológica en profundidad, fallas, pliegues, contactos, etcétera. <p>Observaciones</p> <ul style="list-style-type: none"> — Necesita contrastar resultados con otros datos de campo (sondeos, ensayos) y requieren una adecuada interpretación geológica. — Costes altos en sísmica por reflexión.

Recuadro 10.1 (continuación)

SONDEOS

Objetivos:

- Investigar problemas geológico-estructurales, zonas complejas o mal conocidas.
- Obtener datos de fracturación del macizo y examinar los testigos.
- Obtener muestras y testigos para ensayos.
- Efectuar medidas hidrogeológicas y ensayos en su interior.

Equipos adecuados:

- Rotación (a veces tricono). Diámetro mínimo NX.
- Tomamuestras de doble o triple tubo, *wire-line* en sondeos profundos.
- Medidas de desviación en sondeos profundos.

Testificación geotécnica:

- Descripción estandarizada del testigo del sondeo.

Situación de los sondeos:

- En boquillas, accesos y zonas geológicamente complejas, y sistemáticamente a lo largo del eje del túnel.

Número: función de la complejidad, espesor de recubrimientos, accesos, costes, etc. Como orientación:

- 1 sondeo cada 50 a 100 m de trazado en zonas geológicamente complejas, o de litología muy variable.
- 1 sondeo cada 100 a 200 m en zonas más uniformes.
- En zonas de emboquille un mínimo de 3 sondeos.
- Para túneles de más de 1.000 m de longitud es recomendable una longitud total de sondeos al menos del 50 % de la longitud del túnel.
- Para túneles de menos de 1.000 m, el 75 % de su longitud.
- Para túneles de menos de 500 m, el 100 % de su longitud.

Inclinación: en general es mejor realizar sondeos inclinados que verticales; importante medir desviaciones en sondeos profundos.

Observaciones

- Medio directo de obtener testigos.
- Permiten efectuar ensayos geotécnicos y pruebas hidrogeológicas.
- Alto coste, procedimiento lento.
- Los accesos pueden ser un condicionante importante.

ENSAYOS EN EL INTERIOR DE SONDEOS

- Estudio de discontinuidades y cavidades: cámaras de TV, orientación de testigos, «caliper», buzómetros, etc.
- Ensayos de deformabilidad: dilatómetros y presiómetros.
- Ensayos de hidrofracturación.
- Ensayos de permeabilidad: Lugeon, Lefranc.
- Piezometría, muestreo de agua, etc.
- Ensayos geofísicos

Observaciones

- Muy útiles en rocas blandas, materiales fracturados o con escasa recuperación.
- Algunas de estas técnicas son sofisticadas y costosas.

10.3

Influencia de las condiciones geológicas

Al excavar un túnel se pueden encontrar tres tipos de **condiciones naturales** que dan lugar a la pérdida de resistencia del macizo y, por tanto, a **problemas de estabilidad** (Figura 10.4):

- Orientación desfavorable de discontinuidades.
- Orientación desfavorable de las tensiones con respecto al eje del túnel.
- Flujo de agua hacia el interior de la excavación a favor de fracturas, acuíferos o rocas carstificadas.

Estas condiciones están directamente relacionadas con los siguientes factores geológicos: estructura, discontinuidades, resistencia de la roca matriz, condiciones hidrogeológicas y estado tensional.

Por otro lado, la excavación del túnel también genera una serie de **acciones inducidas** que se suman a las citadas condiciones naturales, como son:

- Pérdida de resistencia del macizo que rodea a la excavación como consecuencia de la decompresión creada: apertura de discontinuidades, fisuración por voladuras, alteraciones, flujos de agua hacia el interior del túnel etc.
- Reorientación de los campos tensionales, dando lugar a **cambios de tensiones**.
- Otros efectos como subsidencias en superficie, movimientos de ladera, cambios en los acuíferos, etc.

La respuesta del macizo rocoso ante las acciones naturales e inducidas determina las **condiciones de estabilidad** del túnel y, como consecuencia, las **medidas de sostenimiento** a aplicar. Por otro lado, el proceso constructivo también depende de la **excavabilidad** de las rocas, que asimismo es función de la resistencia, dureza y abrasividad, entre otros factores.

Estructura geológica

La estructura geológica es uno de los factores que más influye en la estabilidad de una excavación subterránea. En rocas plegadas y estratificadas la orientación de los estratos condiciona diferentes modos de comportamiento frente a la estabilidad en un túnel, influyendo los siguientes factores:

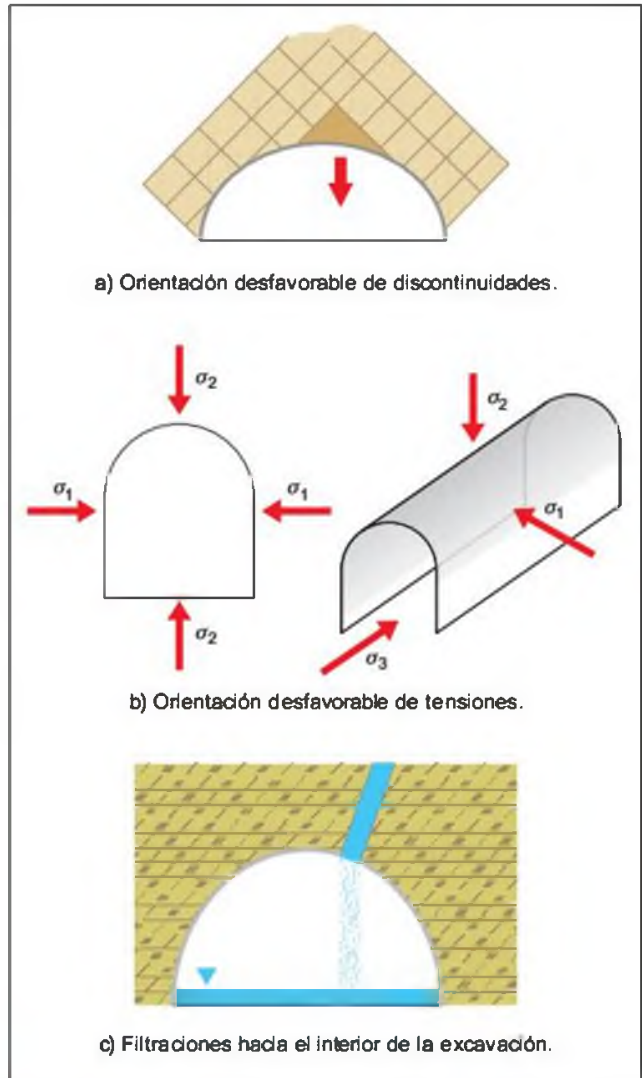


Figura 10.4 Condiciones naturales de inestabilidad en excavación de túneles en roca.

- Buzamiento de la estructura con respecto a la sección del túnel.
- Dirección de la estratificación con respecto al eje del túnel.
- Tipo de pliegues.

En la Figura 10.5 se muestra la influencia de la estructura en la estabilidad de un túnel. En general, las orientaciones paralelas a la dirección del eje de un túnel son situaciones desfavorables.


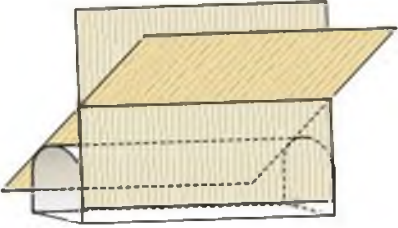

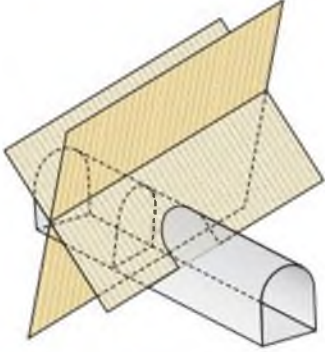
ORIENTACIÓN ESTRUCTURAL DESFAVORABLE	ORIENTACIÓN ESTRUCTURAL FAVORABLE
<p data-bbox="175 209 537 234"><u>TÚNEL PARALELO A LA ESTRUCTURA</u></p>  	<p data-bbox="613 209 1040 234"><u>TÚNEL PERPENDICULAR A LA ESTRUCTURA</u></p>  
<p data-bbox="261 835 456 859"><u>PLIEGUE SINCLINAL</u></p> <ul style="list-style-type: none"> • Distribución de tensiones desfavorable. • Flujo de agua hacia el interior del pliegue. 	<p data-bbox="721 835 927 859"><u>PLIEGUE ANTICLINAL</u></p> <ul style="list-style-type: none"> • Distribución de tensiones favorable. • Flujo de agua hacia el exterior del pliegue.

Figura 10.5 Influencia de la estructura geológica en la estabilidad de un túnel.

Discontinuidades

La mayoría de los problemas de estabilidad se deben a la intersección de la sección del túnel con planos de discontinuidad (Figura 10.6). Se distinguen las discontinuidades de tipo sistemático y las de tipo singular. Las diaclasas, planos de estratificación y de esquistosidad pertenecen al primer grupo, y están presentes prácticamente en todas las rocas, con mayor incidencia en zonas poco profundas, donde los procesos de meteorización y circulación de agua y los rellenos arcillosos son más frecuentes. A grandes profundidades la presión confinante hace que la apertura de las discontinuidades sea menor, pudiendo llegar a estar muy cerradas.

Sin embargo, las discontinuidades más importantes bajo el punto de vista de la estabilidad son las de tipo singular, como las **fallas**; al estar sometidas estas estructuras a roturas y deformaciones a lo largo de su historia geológica su resistencia es muy baja, presentado rellenos miloníticos y rocas de falla que, además de tener baja resistencia, pueden constituir vías preferentes para la circulación de agua. Por otro lado, las fallas pueden acumular tensiones tectónicas importantes.

El estudio de las fallas y demás discontinuidades singulares es uno de los aspectos geológicos más im-

portantes en un túnel. Para dicho estudio se requiere:

- Conocer la estructura tectónica regional y local.
- Cartografía geológica y análisis estructural.
- Identificación de fallas y su clasificación en función del origen, edad, tipo y geometría.
- Identificación de rellenos de falla, su resistencia y expansividad.
- Conocer la transmisibilidad hidráulica.
- Estudios sobre las implicaciones tensionales y sobre sismicidad.

El estudio de las discontinuidades de tipo sistemático debe comprender todos los aspectos detallados en los Capítulos 3 y 4 (Apartados 3.5 y 4.4, respectivamente). Para ello es necesario obtener datos estructurales representativos en número suficiente para efectuar tratamientos estadísticos de los mismos. El método de representación y análisis más utilizado es la proyección estereográfica, que puede ser complementado con bloques diagramas o secciones transversales (Figura 10.7).

La **incidencia de las fallas** en la estabilidad de una excavación depende de las características de las mismas; de forma simplificada, éstas pueden ser:

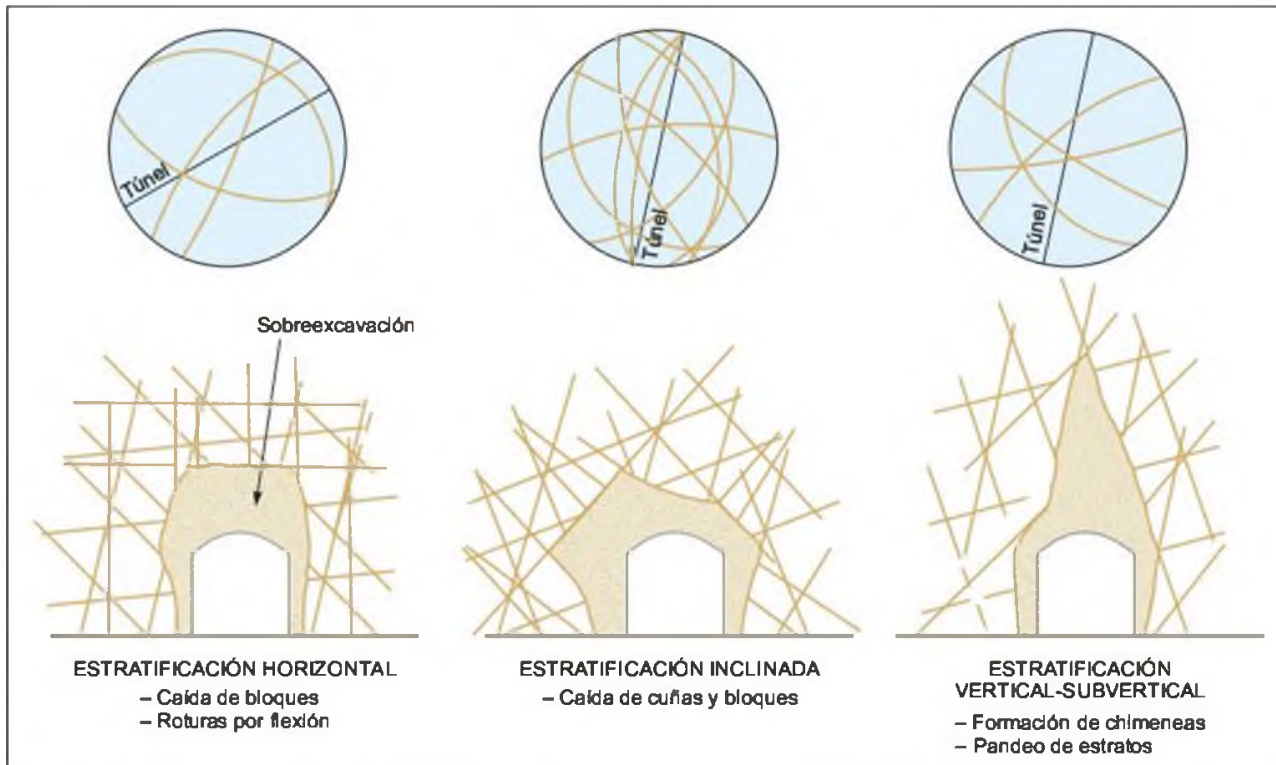


Figura 10.6 Influencia de las discontinuidades en la estabilidad de un túnel. Ejemplos de sobreexcavaciones producidas en un túnel de trasvase (González de Vallejo, 1981).

- Fallas caracterizadas por una o varias superficies de discontinuidad, planos de despegue o contactos mecánicos entre distintos materiales.
- Fallas caracterizadas por una zona de espesor variable y de baja resistencia formada por materiales blandos, inestables, plásticos o expansivos.
- Fallas caracterizadas por una zona de alta transmisibilidad hidráulica.

Las fallas inciden en la estabilidad de la excavación según su orientación e intersección con el túnel. Al ser planos de gran continuidad pueden atravesar toda la sección, y cortar las discontinuidades de tipo sistemático generando cuñas o inestabilidades de gran tamaño. Su resistencia es muy inferior al resto de las discontinuidades, y pueden estar sometidas a presiones intersticiales y/o tensiones tectónicas, constituyendo planos principales de rotura.

Además de las anteriores consideraciones, cuando la falla contiene zonas de trituración, materiales de relleno de baja resistencia, etc., el propio relleno constituye un plano o zona de rotura. En función del tipo de relleno se han establecido varios tipos de comportamiento frente a la estabilidad, según se muestra en la Figura 10.8.

Los **cabalgamientos** constituyen un caso particular de las fallas, y se caracterizan por presentar superfi-

cies de cizalla de muy bajo ángulo, baja resistencia y gran continuidad.

Cuando la falla constituye una vía preferente para la circulación de agua se generan distintos comportamientos frente a la estabilidad. En función de la diferencia de permeabilidad entre los materiales a cada lado de la falla y de la naturaleza del material de relleno, ésta puede ser una barrera frente a las filtraciones o un conducto preferente. En presencia de materiales blandos, carstificados o sueltos, se pueden producir desprendimientos e inestabilidades importantes, además de las filtraciones correspondientes.

Resistencia de la matriz rocosa

La resistencia de la matriz rocosa influye de forma decisiva en el método de excavación, y es un factor importante en la estabilidad de la misma.

A partir del **factor de competencia** $F_c = \sigma_{ci} / \sigma_v$ (donde σ_{ci} es la resistencia de la matriz rocosa y σ_v es la tensión o esfuerzo máximo vertical), se diferencian tres condiciones de estabilidad:

- $F_c > 10$: la matriz rocosa tiene una resistencia muy superior a las tensiones del macizo y la excavación es estable.

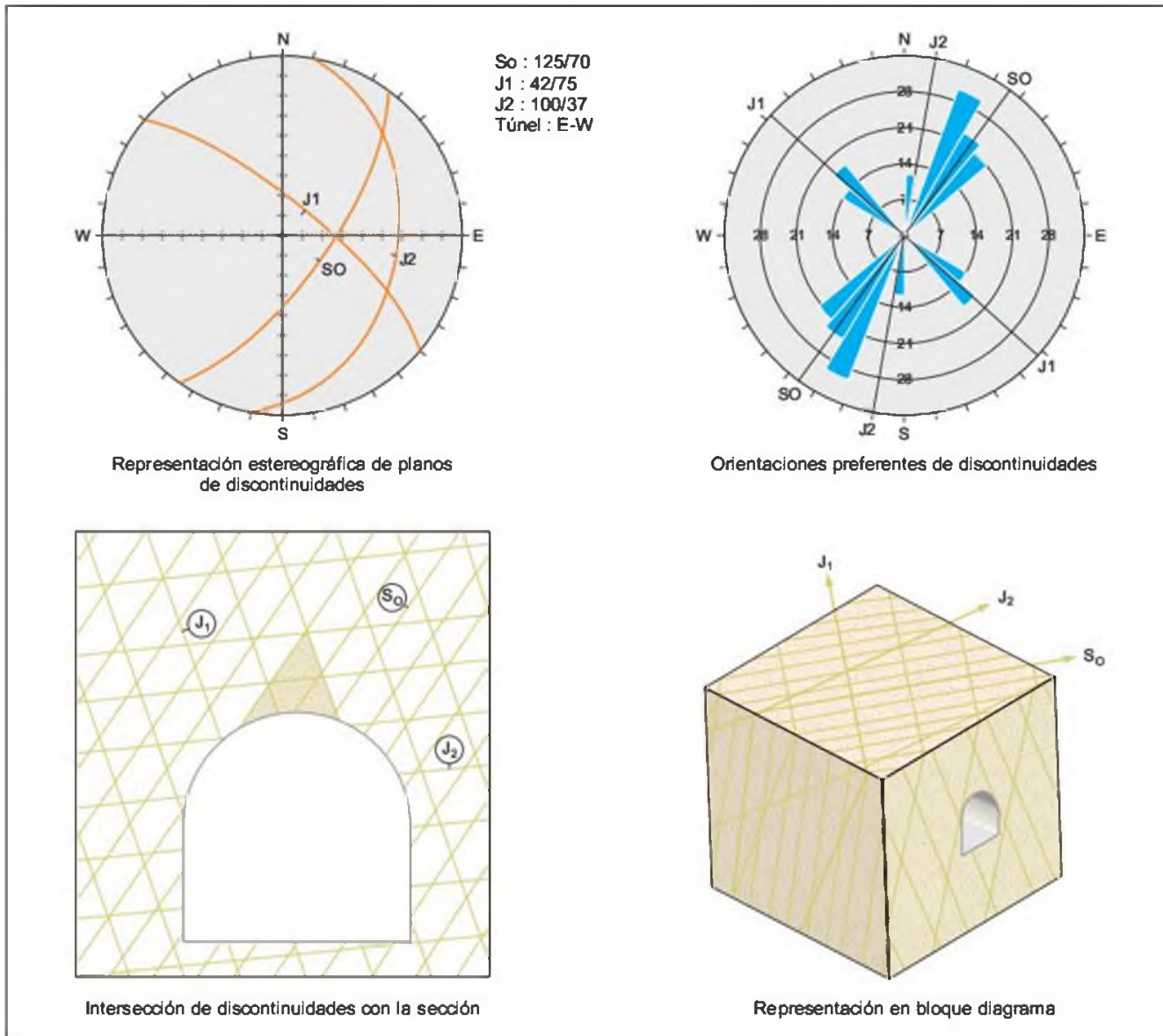


Figura 10.7 Representación y análisis de discontinuidades.

- $10 > F_c > 2$: la estabilidad está condicionada por el tiempo y las propiedades de la roca, pudiéndose establecer tres tipos de deformaciones: elástica, plástica y rotura frágil con riesgo de explosión de roca (*rock burst*).
- $F_c < 2$: la excavación puede ser inestable al sobrepasar las tensiones la resistencia de la matriz rocosa.

La estabilidad estimada a partir de F_c no tiene en cuenta la presencia de discontinuidades. Esta situación es poco común, pero puede darse en macizos muy homogéneos, rocas masivas cristalinas, sales, etc., o bien en rocas situadas a grandes profundidades, en donde las discontinuidades están muy cerradas.

Condiciones hidrogeológicas

La excavación de un túnel produce el efecto de un gran dren hacia el cual fluye el agua de los acuíferos interceptados, dando lugar a las siguientes consecuencias:

- Disminución de la resistencia del macizo.
- Aumento de las presiones intersticiales sobre el sostenimiento y el revestimiento.
- Hinchamientos y reblandecimientos en materiales arcillosos.
- En materiales salinos se pueden formar cavidades muy rápidamente.
- Graves problemas de avance en la excavación.

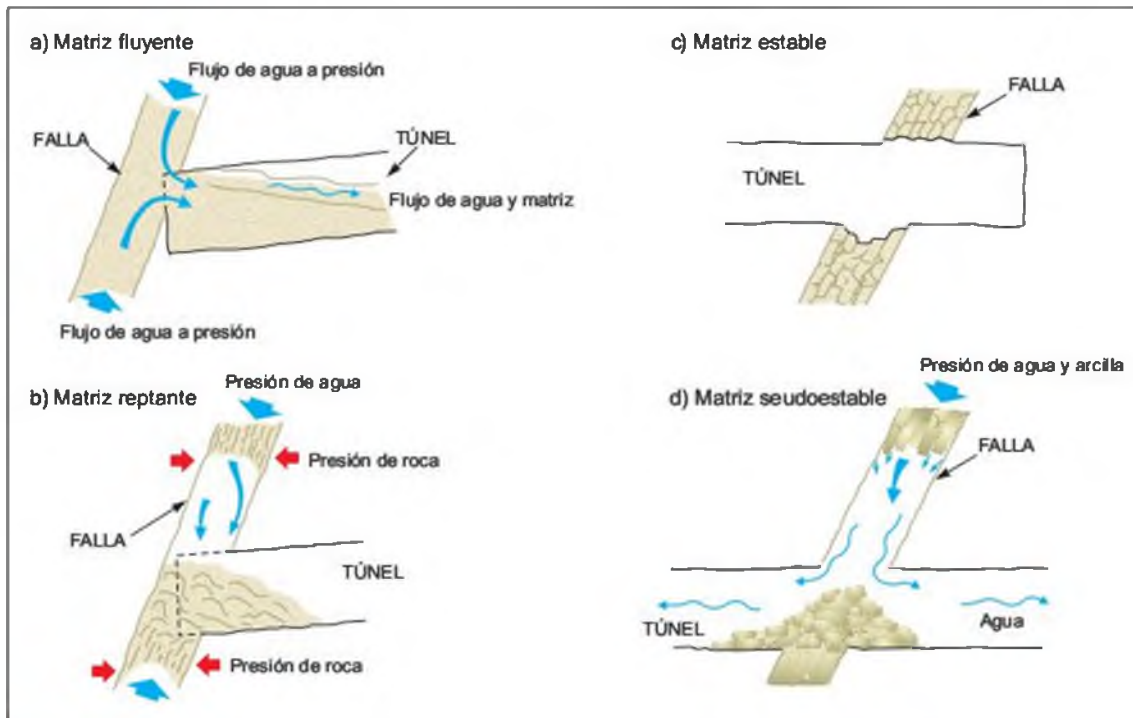


Figura 10.8 Estabilidad de las rocas de falla en un túnel (Hansen y Martna, 1988).

La transmisividad en los macizos rocosos tiene lugar preferentemente a través de fracturas, o por conductos de mayor tamaño en rocas carstificadas. En los suelos, la transmisibilidad está directamente relacionada con la granulometría y la presencia de determinadas estructuras sedimentarias, por ejemplo paleocanales. Las filtraciones en los macizos rocosos provienen principalmente de:

- Fallas y fracturas.
- Rocas de brecha, rellenos de falla, zonas alteradas.
- Contactos litológicos entre rocas de permeabilidad muy diferente.
- Conductos cársticos, tubos en rocas volcánicas, etcétera. Las cavidades cársticas pueden suponer un gran riesgo de filtraciones, además de ser difíciles de localizar.

En la práctica no es fácil evaluar los caudales y las presiones de agua a lo largo del túnel, particularmente en formaciones cársticas o rocas fracturadas, pues dada su heterogeneidad es difícil asignar valores representativos a la permeabilidad y prever su comportamiento hidrodinámico. Los modelos matemáticos de flujo precisan de numerosos datos, pocas veces disponibles, por lo que se recurre a simplificaciones y estimaciones empíricas (ver Recuadro 10.3 y Capítulo 5).

Los estudios hidrogeológicos para túneles deben incluir los siguientes aspectos:

- Balance hídrico de la zona de influencia del túnel incluyendo un inventario de fuentes, manantiales y pozos.
- Niveles piezométricos en el área túnel y su variación estacional.
- Delimitación de acuíferos, zonas de recarga y descarga.
- Identificación de zonas cársticas, fracturas y fallas y rocas muy permeables.
- Determinación de los parámetros hidráulicos de los acuíferos.
- Modelos de flujo.
- Estimación de los caudales previsibles y su presión.
- Identificación de las zonas de mayor riesgo de filtraciones.
- Composición química y calidad del agua, temperatura y agresividad.
- Influencia de las filtraciones en el túnel sobre un entorno próximo (rebajamiento del nivel freático) y riesgo de inducir asentamientos en los edificios).
- Factores que influyen en la elección del drenaje o impermeabilización del túnel.
- Posibilidad de que el túnel suponga una barrera total o parcial en la red de flujo y en las variaciones de niveles freáticos, fuentes, manantiales, etc.

Los resultados de las investigaciones hidrogeológicas proporcionan la información necesaria para adoptar medidas de control del agua durante la excavación, prevenir otros efectos indirectos e implicaciones ambientales. En particular es necesario definir:

- Caudales y presiones a lo largo del túnel.
- Medidas de drenaje o de impermeabilización.
- Posibles riesgos de subsidencia, daños en edificios próximos, cambios en los acuíferos, agresividad y contaminación de las aguas.

Estado tensional

Las tensiones actuantes sobre una excavación subterránea son de dos tipos: **naturales e inducidas**. Las primeras corresponden al estado de esfuerzos naturales como consecuencia de los procesos tectónicos, gravitacionales, etc., y el segundo tipo responde a la redistribución de tensiones como consecuencia de la excavación.

Para diseñar una excavación subterránea se necesita conocer la magnitud y la dirección de las tensiones naturales, tanto para el cálculo de los sostenimientos como para analizar la sección y el proceso constructivo. Si las tensiones alcanzan valores muy altos, este factor constituye un riesgo que puede ocasionar fenómenos de explosión de roca o deformaciones importantes de costosa solución. El estudio de las tensiones y los métodos para su medida han sido descritos en el Apartado 3.7 del Capítulo 3.

Métodos de análisis

Para los fines de diseño de un túnel el análisis de las tensiones puede efectuarse según el siguiente procedimiento:

1. **Análisis del contexto tectónico regional.** Se evalúa el estado tensional en relación al régimen tectónico actual a partir de datos publicados o por métodos geológicos (Apartado 3.7 del Capítulo 3). Se analiza si el macizo está sometido a esfuerzos tectónicos actuales o residuales (recuérdese que la tensión residual es la que conserva la roca después de que haya cesado la causa que la produjo, por ejemplo causas tectónicas o gravitacionales).

2. **Análisis de estructuras tectónicas.** Se identifican las estructuras que pueden producir estados tensionales elevados, anisotropías o anomalías locales, incluyendo los cambios en la dirección de los esfuerzos. El campo tensional en una región determinada sigue a grandes rasgos las direcciones de los esfuerzos tectónicos principales y de las estructuras tectónicas

regionales. Sin embargo, otras estructuras de menor alcance pueden modificar localmente la dirección de los esfuerzos regionales (diques, cuerpos intrusivos, fallas locales, diapiros, volcanes, etc.).

3. **Evaluación de estados tensionales de origen gravitacional.** Los efectos de la erosión, el peso de sedimentos, etc., influyen en el campo tensional, pudiendo generar tensiones horizontales superiores a las verticales y cambios en su dirección. Algunas de las situaciones más características se muestran en el Apartado 3.7 del Capítulo 3. También los cambios bruscos de pendiente o de relieve pueden producir tensiones horizontales importantes, si bien su efecto se disipa rápidamente al alejarse de su zona de influencia.

4. **Estimación del estado tensional por métodos geológicos.** Los métodos geológicos proporcionan la dirección de los esfuerzos, no la magnitud. Los mecanismos focales pueden indicar la dirección de las tensiones actuales. En la Figura 10.9 se muestran las direcciones de los esfuerzos tectónicos principales a partir de datos geológicos en la Península Ibérica.

5. **Estimación del estado tensional por métodos empíricos.** A partir de datos empíricos se puede estimar un valor para la tensión máxima vertical $\sigma_v = 0,027 \text{ MPa/m}$ (en zonas de topografía poco accidentada y donde las direcciones de las tensiones principales sean la vertical y la horizontal); la tensión máxima horizontal σ_H puede considerarse aproximadamente igual a σ_v a partir de 1.000 m de profundidad, mientras que a menores profundidades el valor



Figura 10.9 Direcciones de los esfuerzos tectónicos principales en la Península Ibérica (modificado de Giner, 1996).

de σ_H puede superar al de σ_v , debido a las tensiones tectónicas y gravitacionales.

Puede considerarse que $\sigma_H/\sigma_v = \nu(1 - \nu)$, (siendo ν el coeficiente Poisson) en las siguientes condiciones:

- Rocas sedimentarias poco deformadas, en ausencia de fallas y pliegues, o estructuras tectónicas importantes.
- Rocas de origen evaporítico, bioclástico y volcánico (exceptuando zonas con estructuras y procesos diapíricos, de fluencia, inyección, etc.).
- Rocas blandas, margas, arcillas, etc. (exceptuando zonas con tensiones producidas por hinchamientos, fluencias, etc.).

Si la zona de estudio ha estado sometida a esfuerzos tectónicos importantes, a partir del índice SRF se puede efectuar una estimación del estado tensional. El método de Sheorey considera otros efectos (elasticidad, profundidad, etc.). La descripción de ambos métodos se incluye en el Apartado 10.4.

6. **Medida de las tensiones mediante ensayos *in situ*.** Son el único método directo para medir la magnitud y la dirección de las tensiones. Se efectúan en sondeos o en galerías, su coste es alto y precisan de medios muy especializados. Se describen en el Apartado 3.7 del Capítulo 3.

Efectos de las tensiones elevadas

Los túneles o las explotaciones mineras bajo el efecto de tensiones muy altas pueden presentar riesgos de

colapso, explosiones de roca y grandes deformaciones (Figura 10.35). En función de la relación entre la magnitud de las tensiones y la resistencia uniaxial σ_{ci} de la roca, la respuesta del macizo a los esfuerzos puede ser la siguiente:

- Deformación elástica con roturas de tipo frágil, característica de rocas duras en túneles, en general, profundos: **riesgo de explosión de roca y de lajamientos.**
- Deformación plástica típica de rocas blandas: **riesgo de plastificación y otras deformaciones.**

En el caso de roturas frágiles con riesgo de **explosión de roca** se pueden producir accidentes, precisando la excavación de medidas especiales de sostenimiento, por lo que es importante prever esta situación. Uno de los criterios empíricos para evaluar la estabilidad en túneles profundos en rocas de resistencia muy alta es el de Hoek y Brown (1980):

$\sigma_v/\sigma_{ci} = 0,1$: excavación estable.

$\sigma_v/\sigma_{ci} = 0,2-0,3$: riesgo de lajeamiento.

$\sigma_v/\sigma_{ci} > 0,5$: riesgo de explosión de rocas.

El riesgo de **fluencia** (*squeezing*) puede estimarse según la condición empírica de Sing *et al.* (1992):

$$H > 350Q^{1/3}$$

siendo H la profundidad del túnel (m) y Q el índice de calidad de Barton *et al.* (1974), definido en el Apartado 10.5.

10.4

Parámetros geomecánicos de diseño

Datos geológicos y geomecánicos

El proyecto y construcción de una excavación subterránea requieren datos geológicos y geomecánicos para el diseño de los sostenimientos, selección del método de excavación y los tratamientos del terreno. En general se precisa la siguiente información:

■ DATOS BÁSICOS DEL PROYECTO

- Perfil topográfico y planta del trazado a lo largo del eje del túnel.
- Sección tipo de la excavación, situación de emboquilles, distancia entre túneles gemelos, accesos intermedios, etc.

■ DATOS DE CARÁCTER SISTEMÁTICO

- Estructura geológica, litología, fallas y demás discontinuidades, mapas y cortes geológicos.
- Condiciones hidrogeológicas, permeabilidad y flujo subterráneo.
- Propiedades geomecánicas de la matriz rocosa, discontinuidades y macizo rocoso.
- Dirección y magnitud de las tensiones.
- Clasificación geomecánica del trazado y perfil de sectorización geomecánica.

■ DATOS DE CARÁCTER SINGULAR

- Fallas y zonas tectonizadas de importancia.

- Estructuras tectónicas que puedan suponer anisotropías tensionales elevadas.
- Terrenos blandos y expansivos; riesgo de flujencias e hinchamientos.
- Materiales agresivos o muy abrasivos.
- Zonas con riesgo de filtraciones importantes, golpes de agua, etc.
- Posibilidad de encontrar gases o gradientes térmicos elevados.

■ ZONAS DE EMBOQUILLE Y ACCESOS

Las zonas de emboquille deben ser estudiadas de forma particularizada. El bajo espesor de recubrimientos da lugar a mayores grados de alteración, y mayor permeabilidad y flujo de agua, factores que en conjunto predeterminan una mayor deformabilidad y menor resistencia que el resto del trazado. Sin embargo, el principal riesgo «a priori» lo constituyen los deslizamientos, aspecto que siempre debe investigarse en zonas de emboquille (ver Apartado 10.8).

■ PRESENTACIÓN DE DATOS GEOMECÁNICOS

La información obtenida debe reflejarse en la siguiente documentación de tipo gráfico, además de los correspondientes informes y estudios:

- Planos geológicos de superficie y a cota de túnel.
- Cortes geológicos longitudinal y transversal al túnel.
- Perfil de sectorización geomecánica (PSG) a lo largo del eje del túnel y a la cota de excavación; el PSG debe incluir de forma resumida la información más relevante sobre los siguientes aspectos (Figura 10.10):
 - Litología y grado de fracturación.
 - Puntos singulares de tipo litológico, tectónico, hidrogeológico, etc.
 - Zonas de filtraciones importantes.
 - Clasificación geomecánica.
 - Parámetros geomecánicos de diseño.
 - Recomendaciones sobre sostenimientos, método de excavación y tratamientos del terreno.

Resistencia y deformabilidad

A lo largo del Capítulo 3 (mecánica de rocas) y del Capítulo 4 (descripción de afloramientos rocosos) se han descrito los diferentes métodos directos y empíricos para el cálculo de la resistencia y deformabilidad de los macizos rocosos:

■ RESISTENCIA DE LA MATRIZ ROCOSA

- Ensayos de compresión simple, tracción y triaxiales.
- Criterio de Hoek y Brown.

■ RESISTENCIA AL CORTE DE LAS DISCONTINUIDADES

- Ensayos de corte directo y de rozamiento.
- Criterio de Mohr-Coulomb.
- Método de Barton y Choubey.

■ RESISTENCIA DEL MACIZO ROCOSO

- Criterio de Hoek y Brown.
- Criterio de Mohr-Coulomb.

■ DEFORMABILIDAD DEL MACIZO ROCOSO

La deformabilidad del macizo rocoso es uno de los parámetros más complejos de evaluar dada la heterogeneidad y anisotropía que caracterizan a los macizos. Los distintos métodos para su evaluación se describen en el Apartado 3.6 del Capítulo 3 y Apartado 6.5 del Capítulo 6:

- Ensayos *in situ* y métodos geofísicos.
- Correlaciones con el módulo de deformabilidad de la matriz rocosa, el módulo dinámico y el RQD.
- Métodos empíricos a partir de los índices RMR, Q y GSI.

En el Recuadro 10.3 se presenta un ejemplo de cálculo de la resistencia y la deformabilidad de un macizo rocoso con objeto de obtener los parámetros geomecánicos necesarios para el diseño de un túnel, remitiéndose a Galera (1997) para una mayor ampliación de estos aspectos.

Magnitud y dirección de las tensiones naturales

De acuerdo con la metodología expuesta en el Apartado 10.3 de este capítulo, es posible estimar si en la zona de estudio son previsible estados tensionales elevados de tipo tectónico o gravitacional. En estos casos las alternativas son las siguientes:

1. Estimar el valor de K empíricamente mediante el índice SRF o el método de Sheorey; $K = \sigma_H / \sigma_V$.
2. Determinar la dirección de las tensiones por métodos geológicos.
3. Efectuar medidas directas mediante ensayos *in situ*.

Los métodos correspondientes a los puntos 2 y 3 se describen en el Apartado 3.7 del Capítulo 3, presentándose a continuación los procedimientos del punto 1.

Índice SRF

El índice SRF, *stress relief factor* (González de Vallejo *et al.*, 1988), permite estimar el parámetro K , a partir

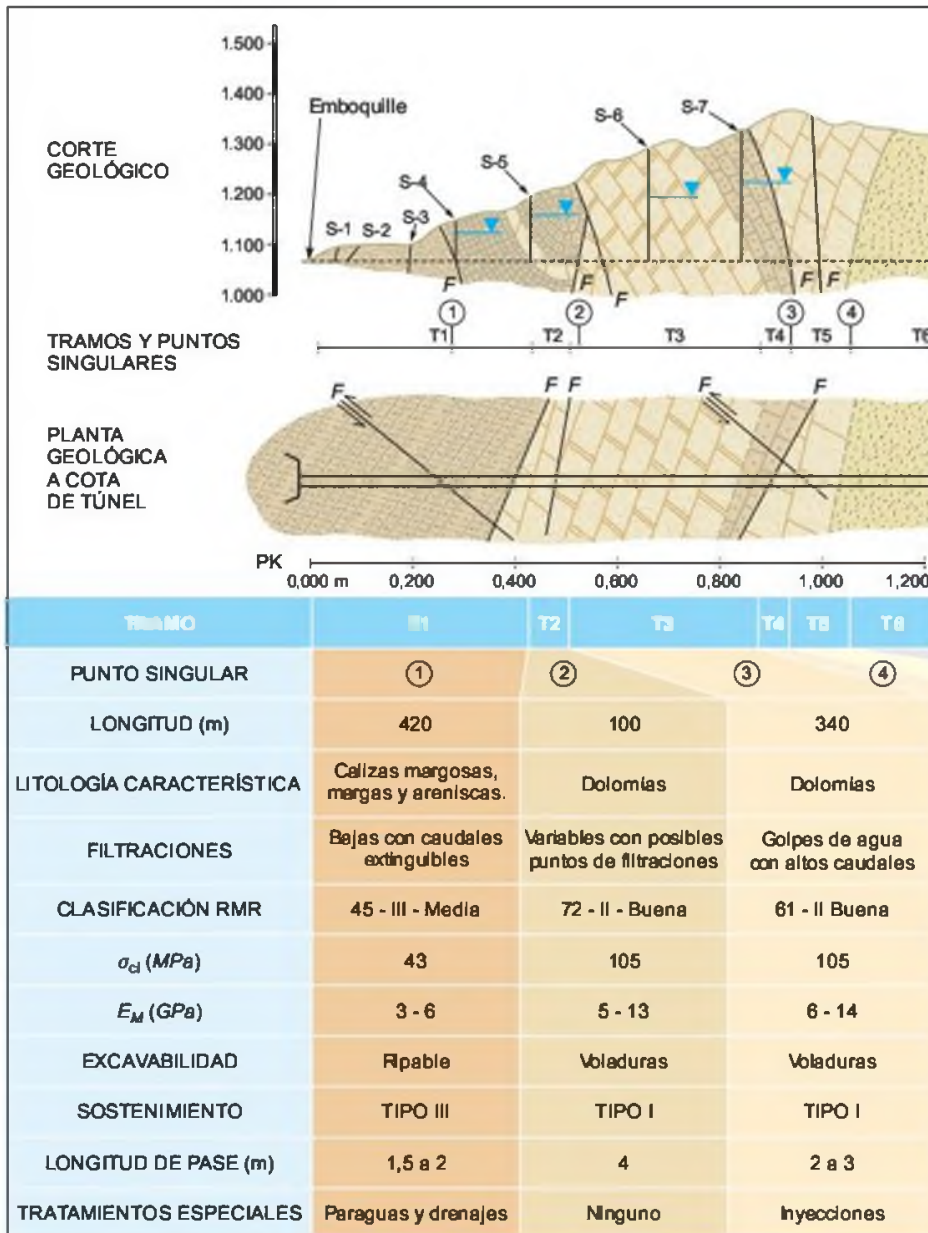


Figura 10.10 Ejemplo de perfil de sectorización geomecánica.

de datos geológicos y de la deformabilidad del macizo rocoso, cuando el macizo se encuentra sometido a campos tensionales tectónicos importantes. El índice SRF se expresa a partir de:

$$SRF = \log [T/(E \times H)] \times NC \times SC$$

donde:

- T = edad del último plegamiento principal que afectó al macizo (años).
- E = módulo de elasticidad de la roca matriz (GPa).
- H = máxima carga litostática a lo largo de la historia geológica, dada en metros.

- NC = coeficiente de actividad sismotectónica.
- SC = coeficiente de influencia topográfica.

El parámetro T se calcula estimando la edad del último plegamiento que afectó al macizo, que se simplifica al plegamiento Hercínico (en cuyo caso la edad varía entre 250 y 300 millones de años), o al Alpino (entre 12 y 10 millones de años), o a los valores que corresponda según las regiones consideradas. Cuando un macizo ha sido afectado por ambos plegamientos se considerará el más importante.

El parámetro H se estima en función de la carga litostática máxima a la que ha estado sometida la roca a

lo largo de su historia geológica. En rocas sedimentarias H equivale al espesor de la columna estratigráfica existente en la actualidad por encima de la cota del túnel, más el espesor de la columna que, no estando presente en la zona por razones erosivas o de otra índole, regionalmente le corresponda. Estos datos se deducen consultando mapas geológicos o estudios estratigráficos regionales.

En rocas ígneas o metamórficas H equivale a la máxima profundidad a la que se emplazaron o adquirieron propiedades elásticas. En rocas metamórficas existen buenos indicadores mineralógicos de profundidad; estos datos se encuentran habitualmente en las memorias de los mapas geológicos regionales. En rocas plutónicas la estimación de la profundidad de emplazamiento no es directa, debiendo consultar la bibliografía regional, aspecto que generalmente está bien documentado en España. En resumen, la consulta de documentación tipo MAGNA o de publicaciones geológicas específicas puede ser suficiente para estimar el parámetro H .

El coeficiente NC se aplica cuando la zona esté próxima o se vea afectada por una falla activa de importancia regional, o con sismicidad asociada. En estos casos su valor es 0,25. El coeficiente SC interviene en situaciones topográficas especiales, como laderas de valles muy profundos o escarpes muy acusados. Su valor en estos casos es 0,30. Cuando coexistan NC y SC , sólo se tomará el valor inferior (0,25).

■ APLICACIÓN DEL ÍNDICE SRF

- Para rocas plegadas en el Hercínico se aplica la siguiente expresión, para valores absolutos de K y SRF comprendidos entre 5 y 3:

$$K = (SRF - 4,02)/(-0,34)$$

- Para rocas plegadas en el Alpino, la expresión es, para valores absolutos de K y SRF comprendidos entre 4 y 2:

$$K = (SRF - 2,67)/(-0,27)$$

- La evaluación del estado tensional se efectúa según se indica en el Cuadro 10.2.

■ EJEMPLOS DE CÁLCULO

Se considera una excavación subterránea situada a 400 m de profundidad en pizarras carboníferas. El módulo de deformación de la roca matriz es de 48 GPa. El plegamiento corresponde al Hercínico, aproximadamente 300 millones de años. Según datos estratigráficos regionales, el máximo espesor de rocas sedimentarias por encima de la cota de estudio ha sido del orden de 2.000 m. La zona no está afectada por anomalías topográficas ni tiene sismicidad, por lo que no se consideran NC y SC . El valor del índice SRF es:

$$SRF = \log \frac{300 \times 10^6}{48 \times 2.000} = 3,49$$

correspondiente a un intervalo de K entre 1,0 y 1,5 (estado tensional medio).

En el siguiente ejemplo se trata de estimar el estado de tensiones a partir del índice SRF en una excavación subterránea donde se han producido estallidos de roca y lajeados de material.

La excavación está situada a una profundidad media de 80 m, en un macizo calcáreo plegado en la orogénesis Alpina. Las rocas son mármoles de bajo metamorfismo, con un módulo de deformación de 70 GPa. La edad de la deformación tectónica es de 10 millones de años (datos conocidos geológicamente en la región). La máxima carga litostática de acuerdo con el grado de metamorfismo es del orden de 3 km. NC y SC no son aplicables. SRF es:

$$SRF = \log \frac{10 \times 10^6}{70 \times 3.000} = 1,67$$

Para valores de $SRF < 2$ en rocas plegadas en el Alpino el estado tensional es muy alto (Cuadro 10.2), lo que explicaría los fenómenos de roturas tensionales observadas.

Método de Sheorey

El método de Sheorey (1994) tiene en cuenta las tensiones de origen no renovable, de membrana, térmicas

Criterios de aplicación del índice SRF

Rocas plegadas en el Hercínico			Rocas plegadas en el Alpino		
SRF	K	Estado tensional	SRF	K	Estado tensional
> 3,6	< 1,0	Bajo	> 2,4	< 1,0	Bajo
3,6 a 3,4	1,0 a 1,5	Medio	2,4 a 2,2	1,0 a 1,5	Medio
3,4 a 3,2	1,5 a 2,0	Alto	2,2 a 2,0	1,5 a 2,0	Alto
< 3,2	> 2,0	Muy alto	< 2,0	> 2,0	Muy alto

y de origen elástico. No considera las tensiones tectónicas. La expresión propuesta es la siguiente:

$$K = 0,25 + 7Eh(0,001 + 1/z)$$

siendo Eh el módulo de elasticidad medio de la zona de la corteza superior, medido en dirección horizontal, en GPa, y z la profundidad, en metros. En el Recuadro 10.2 se muestra un ejemplo de su aplicación.

Caudales y presiones de agua

La estimación de los caudales de infiltración constituye una de las principales incertidumbres en los túneles que atraviesan macizos rocosos muy fracturados

o carstificados. Los modelos matemáticos de flujo son un método apropiado para la mayoría de los casos, pero no siempre se dispone de datos suficientes para su aplicación. A partir de los datos de permeabilidad, lecturas piezométricas y la construcción de redes de flujo se pueden obtener resultados aproximados, siempre que se trate de acuíferos sin anisotropías importantes. Alternativamente pueden aplicarse otros métodos analíticos, como el de Goodman et al (1965), que se presenta como ejemplo en el Recuadro 10.3.

La carga hidráulica sobre un túnel debida a las presiones hidrostáticas se evalúa según los métodos descritos en el Capítulo 5, debiéndose tener en cuenta los factores condicionantes citados en el Apartado 3.6 del Capítulo 3, referentes a la presión de agua en el interior del macizo rocoso.



Recuadro 10.2

Cálculo de los parámetros geomecánicos del macizo rocoso para el diseño de un túnel

Calcular la resistencia, deformabilidad, presiones hidrostáticas y tensiones naturales, aplicando los métodos desarrollados en el Capítulo 3, con el fin de diseñar el sostenimiento de un túnel.

Se considera un túnel que atraviesa una formación de areniscas del Terciario, con buzamiento prácticamente horizontal.

- Datos del macizo: RMR = 80, GSI = 75, RQD = 90, JRC = 13; se considera $\sigma_v = 1$ MPa, equivalente a una profundidad de 38 m.
- Datos de ensayos de laboratorio en matriz rocosa: $\gamma = 2,67$ t/m³, $\sigma_{ci} = 85$ MPa, $E_i = 40$ GPa y $\nu = 0,24$; en ensayos triaxiales se obtuvieron valores de $\phi_i = 70^\circ$ y $c_i = 2,9$ MPa.
- Con el martillo de Schmidt se midió $R = 40$ y $r = 20$.
- El macizo se encuentra seco.

Resistencia de la matriz rocosa

- Criterio de Hoek y Brown

La resistencia a compresión de la roca viene dada por:

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sqrt{m_i \sigma_{ci} \sigma_3 + \sigma_{ci}^2}$$

Si se supone $\sigma_3 = 1$ MPa, y se toma $m_i = 19$ (Cuadro 3.14), $\sigma_{ci} = 85$ MPa (laboratorio): $\sigma_1 = 95,02$ MPa.

La resistencia a tracción es:

$$\sigma_t = \frac{1}{2} \sigma_{ci} (m_i - \sqrt{m_i^2 + 4}) \Rightarrow \sigma_t = 4,46 \text{ MPa}$$

Los valores de c_i y ϕ_i pueden obtenerse a partir de este criterio mediante el ajuste de una recta $\tau - \sigma_n$ de Mohr-Coulomb a la curva $\tau - \sigma_n$ de Hoek y Brown. Si se aplica el programa «Rockdata» (para evaluación de la resistencia a partir del criterio de Hoek y Brown) considerando los datos de entrada y pares de valores $\sigma_1 - \sigma_3$ simulados a partir de la expresión del criterio (Figura A), se obtiene:

$$\sigma_{ci} \approx 80 \text{ MPa}, \quad m_i = 13,48, \quad s = 1$$

y a partir del ajuste al criterio lineal de Mohr-Coulomb (Figura B):

$$\phi_i = 55^\circ; \quad c_i = 12 \text{ MPa}$$

Estos valores difieren de los aportados por ensayos de laboratorio, sin embargo son más acordes con los rangos característicos de estos parámetros.

- Criterio de Mohr-Coulomb

La resistencia al corte a favor de un plano viene dada por: $\tau = c_i + \sigma_n \text{tg } \phi_i$

Si se supone $\sigma_n = 1$ MPa y los datos de laboratorio para c_i y ϕ_i : $\tau = 5,65$ MPa.

La resistencia expresada en función de los esfuerzos principales es:

$$\sigma_1 = \frac{2c_i + \sigma_3(\text{sen } 2\theta + \text{tg } \phi_i(1 - \cos 2\theta))}{\text{sen } 2\theta - \text{tg } \phi_i(1 + \cos 2\theta)}$$

si se considera el plano de rotura teórico más desfavorable, correspondiente a $\theta = 45 + \phi_i/2 = 80^\circ$, y se supone $\sigma_3 = 1$ MPa: $\sigma_1 = 65,05$ MPa.

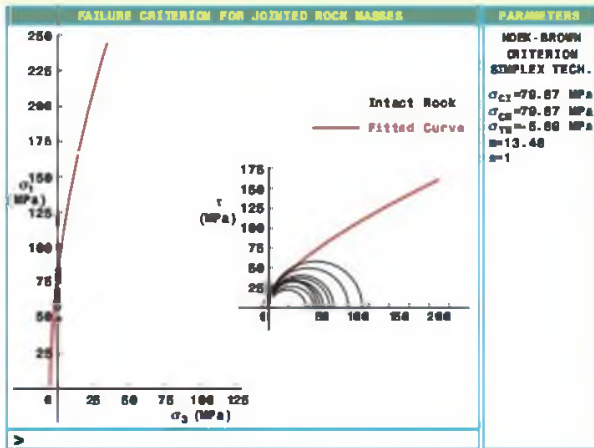


Figura A

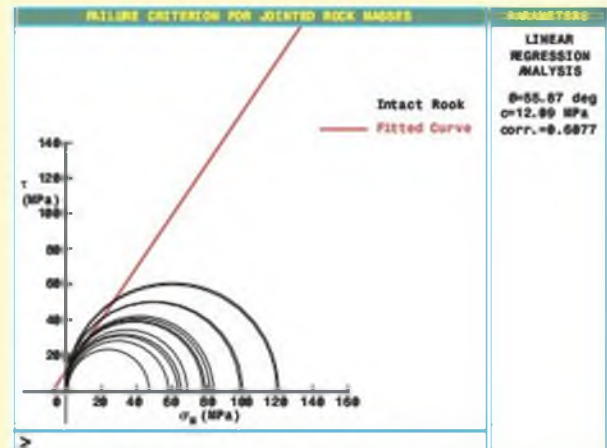


Figura B

Este valor resulta inferior al dato de laboratorio para la resistencia a compresión simple ($\sigma_{ci} = 85$ MPa), lo que teóricamente no es posible.

La resistencia a compresión simple según Mohr-Coulomb será:

$$\sigma_{ci} = \frac{2c_i \cos \phi_i}{1 - \sin \phi_i} \Rightarrow \sigma_{ci} = 33 \text{ MPa}$$

de nuevo muy por debajo del valor de laboratorio.

La resistencia a tracción de la matriz viene dada por:

$$\sigma_t = \frac{2c_i \cos \phi_i}{1 + \sin \phi_i} \Rightarrow \sigma_t = 1,02 \text{ MPa}$$

El criterio de Mohr-Coulomb aporta valores para la resistencia muy por debajo de los valores de laboratorio y de los obtenidos con el criterio de Hoek y Brown. Como se indica en el Apartado 3.4 del Capítulo 3, las expresiones de Mohr-Coulomb no son representativas para evaluar la resistencia de la matriz rocosa.

Resistencia al corte de las discontinuidades

- Criterio de Barton y Choubey

La resistencia friccional de un plano viene dada por:

$$\phi_p = JRC \log \left(\frac{JCS}{\sigma_n} \right) + \phi_r$$

donde:

$$\phi_r = (\phi_b - 20) + 20 \frac{r}{R}$$

El valor de JCS se obtiene de la expresión:

$$\log JCS = 0,00088 \gamma_{roca} r + 1,01 \Rightarrow JCS = 29,6 \text{ MPa}$$

donde γ está en KN/m^3 y JCS en MN/m^2 .

JCS puede también obtenerse del gráfico de Miller (Recuadro 6.2), resultando igual valor.

El valor de ϕ_r es de 30° , considerando $\phi_b = 40^\circ$ (Cuadro 3.13), $r = 20$ y $R = 40$.

A partir de los datos anteriores, para $JRC = 13$ y suponiendo $\sigma_n = 1$ MPa, se obtiene: $\phi_p = 49^\circ$.

Si $JCS/\sigma_n \geq 50$, para el cálculo de ϕ_p se emplearía la expresión $\phi_p = \phi_r + 1,7 JRC$; esta relación se daría para valores de $\sigma_n \leq 0,6$ MPa. Para los planos de estratificación horizontales se ha tomado $\sigma_n = \sigma_v = 1$ MPa (esfuerzo correspondiente a 38 m de profundidad considerando $\gamma = 2,67 \text{ t/m}^3$), por lo que $JCS/\sigma_n \approx 30$; el valor $\sigma_n \leq 0,6$ MPa se obtendría para planos de discontinuidad con buzamiento $\geq 53^\circ$, para el valor considerado $\sigma_v = 1$ MPa. En este caso, $\phi_p = 52^\circ$ (siempre que $JRC = 13$). Como se observa, el valor de ϕ_p depende del valor del esfuerzo normal ejercido sobre la discontinuidad, no siendo un valor único para el plano.

Con el valor de ϕ_p puede obtenerse la resistencia al corte de discontinuidades:

$$\tau = c + \sigma_n \text{tg} \phi_p$$

para $\sigma_n = 1$ MPa y considerando $c = 0$ se obtiene: $\tau = 1,15$ MPa.

Si se toma $\sigma_n = 0,6$ MPa y $\phi_p = 52^\circ$, resulta: $\tau = 0,77$ MPa.

Resistencia del macizo rocoso

- Criterio de Hoek y Brown

La resistencia viene dada por:

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sigma_{ci} \sqrt{m \frac{\sigma_3}{\sigma_{ci}} + s}$$

los valores de m y s pueden obtenerse a partir de:

$$a) m = m_i \exp \frac{RMR - 100}{28} \text{ y } s = \exp \frac{RMR - 100}{9}$$

para $m_i = 19$ y $RMR = 80 \Rightarrow m = 9,301$ y $s = 0,108$

$$b) m = m_i \exp \frac{GSI - 100}{28} \text{ y } s = \exp \frac{GSI - 100}{9}$$

para $m_i = 19$ y $GSI = 75 \Rightarrow m = 7,78$ y $s = 0,0622$

- c) A partir del Cuadro 3.19: $m = 8,78$ y $s = 0,189$.
 d) Aplicando el programa «Rockdata» (para macizo rocoso fracturado): $m = 4,35$ y $s = 0,0349$.

Si se toman los valores de $\sigma_3 = 1$ MPa y $\sigma_{ci} = 85$ MPa se obtienen, en función de los anteriores pares de valores de m y s :

$$\begin{aligned}\sigma_1 &= 40,6 \text{ MPa} \\ \sigma_1 &= 34,3 \text{ MPa} \\ \sigma_1 &= 46,9 \text{ MPa} \\ \sigma_1 &= 25,9 \text{ MPa}\end{aligned}$$

considerándose representativo un valor de: $\sigma_1 \approx 37$ MPa.

La resistencia a compresión simple del macizo rocoso se obtiene para $\sigma_3 = 0$: $\sigma_{cm} = \sigma_{ci} \sqrt{s}$; para los anteriores valores de s y considerando $\sigma_{ci} = 85$ MPa:

$$\begin{aligned}\sigma_{cm} &= 27,9 \text{ MPa} \\ \sigma_{cm} &= 21,2 \text{ MPa} \\ \sigma_{cm} &= 36,9 \text{ MPa} \\ \sigma_{cm} &= 15,9 \text{ MPa}\end{aligned}$$

considerándose representativo un valor $\sigma_{cm} \approx 25$ MPa.

La resistencia a tracción del macizo viene dada por:

$$\sigma_{tm} = \frac{s\sigma_{ci}}{m}$$

y para los valores anteriores de los parámetros m y s :

$$\begin{aligned}\sigma_{tm} &= 0,98 \text{ MPa} \\ \sigma_{tm} &= 0,68 \text{ MPa} \\ \sigma_{tm} &= 1,83 \text{ MPa} \\ \sigma_{tm} &= 1,46 \text{ MPa}\end{aligned}$$

considerándose representativo un valor: $\sigma_{tm} \approx 1,2$ MPa.

Los parámetros resistentes del macizo, c y ϕ , se obtienen a partir del ajuste de una recta de Mohr-Coulomb a la curva $\tau - \sigma_n$ del criterio de Hoek-Brown. Con el programa «Rockdata», se obtienen: $\phi = 47^\circ$, $c = 3,3$ MPa. Considerando los valores $m = 7,78$ y $s = 0,0622$, obtenidos a partir del índice GSI :

$$\phi = 43,5^\circ, \quad c = 7,25 \text{ MPa}$$

El valor de la cohesión es superior al obtenido para la matriz en ensayos de laboratorio (2,9 MPa), aunque está en consonancia con el proporcionado por el criterio de Hoek y Brown (12 MPa).

Deformabilidad del macizo rocoso

• Correlaciones con E_i

Según datos de laboratorio, la matriz rocosa presenta un módulo de Young $E_i = 40$ GPa.

- A partir del RQD : $E = E_i \mu$; para $RQD = 90\%$, $\mu = 0,5 \Rightarrow E = 20$ GPa.
- Relación de Heuze (Cuadro 3.24): $E = E_i/2,5$ $E = 16$ GPa.

• Correlaciones con RMR y GSI

- $E = 2 RMR - 100$, para $RMR > 50$: $E = 60$ GPa.
- La expresión

$$E = 10 \frac{RMR - 10}{40} = 56 \text{ GPa}$$

no es válida por ser aplicable para $RMR < 50$.

- La expresión

$$E = \sqrt{\frac{\sigma_{ci}}{100}} 10 \left(\frac{GSI - 10}{40} \right)$$

es aplicable para macizos rocosos con $\sigma_{ci} < 100$ MPa. Para el caso analizado $\sigma_{ci} = 85$ MPa y $GSI = 75$: $E = 38,9$ GPa.

El valor de 60 MPa resulta muy elevado, y no es posible que el módulo de deformación del macizo sea superior al de la matriz; el último valor resulta semejante al de la matriz. Por tanto las expresiones anteriores sobrevaloran el valor de E , y los resultados no son coherentes. Ante estas incertidumbres y considerando que es recomendable tomar un rango de valores para E , más que un valor determinado, podría aceptarse el valor de 38,9 reducido en un 50-60 % (es habitual reducir hasta el 40 % los valores obtenidos), con lo que se tendría: $E \approx 15-19$ GPa, aproximándose a los obtenidos por correlación con el módulo de la matriz rocosa (20 y 16 GPa). Puede darse, por tanto, un valor representativo entre 15-20 GPa para el módulo de deformación del macizo.

Presiones hidrostáticas

No se consideran al estar seco el macizo.

Tensiones naturales

- El macizo rocoso está decomprimido y el túnel en proyecto se sitúa a escasa profundidad (38 m), sin indicios de estados tensionales tectónicos, por lo que K puede estimarse según la relación:

$$K = \nu/(1 - \nu) \text{ para } \nu = 0,24 \Rightarrow \sigma_H = 0,316\sigma_v$$

- Si se aplica la expresión de Sheorey:

$$K = 0,25 + 7E_h \left(0,001 + \frac{1}{z} \right)$$

tomando $E_h = 18$ GPa y $z = 38$ m, se obtiene un valor de $K > 3$, que no se considera representativo.

- Según el índice SRF , para $T = 12 \times 10^6$ años, $E_i = 40$ GPa, $H = 1.000$ m y NC y SC no aplicables, se obtiene:

$$SRF = \log \frac{T}{E \times H} = 2,47$$

para $SRF > 2,4$ en rocas alpinas, $K < 1,0$ (estado tensional bajo).

Como conclusión puede adoptarse el valor:

$$K = 0,31 \Rightarrow \sigma_H = 0,31\sigma_v$$



Recuadro 10.3

Cálculo de los caudales infiltrados en un túnel por el método de Goodman, Moye, Schalkwyk y Javendel

Método

Se calculan los caudales infiltrados en un túnel, a partir de los siguientes datos:

- Coeficiente de permeabilidad del acuífero o formación permeable atravesada (k).
- Coeficiente de almacenamiento (S).
- Longitud del túnel que atraviesa la formación acuífera.
- Altura piezométrica (H).
- Avance medio de la excavación.

La expresión para calcular el caudal infiltrado es la siguiente:

$$Q = 2 \sqrt{\frac{2 \cdot k \cdot H^2 \cdot S \cdot t}{3 \cdot C}}$$

siendo

$$t = \frac{3 \cdot Q^2 \cdot C}{8 \cdot k \cdot H^2 \cdot S}$$

donde

- Q : caudal (m^3) por metro de avance en un tiempo t ; cuando se refiere a 1 m de avance se supone que es a sección completa.
- k : coeficiente de permeabilidad medio de la formación (m/s).
- H : altura piezométrica media (m).
- S : valores aproximados para arcillas 0,03, arcillas arenosas 0,05, arenas finas 0,10, arenas gruesas 0,20, gravas 0,25.
- t : intervalo de tiempo considerado en el que se produce el avance.
- C : factor de penetración, estimado empíricamente como:

$$C = 0,12 + 1,24 D$$

siendo D la fracción de acuífero atravesado con respecto a la longitud total del acuífero interceptado por el túnel:

$$D = 1 - \frac{L_a - L_t}{L_T}$$

donde L_a = longitud total del acuífero, L_t = longitud del tramo atravesado y L_T = longitud total del túnel.

Ejemplo

Túnel de 200 m de longitud que atraviesa en su totalidad a una formación de las siguientes características:

$$\begin{aligned} k_{media} &= 1 \times 10^{-4} \text{ m/s} \\ H &= \text{de } 50 \text{ a } 80 \text{ m} \\ S &= 0,10 \\ L_a &= 200 \text{ m} \end{aligned}$$

Avance de 10 m/día, en intervalos de 5 días (50 m)

Cálculo del parámetro C

Tramo	Días (t)	Longitud del tramo L_t (m)	H (m)	D	C
1	5	50	50	0,25	0,43
2	10	100	50	0,50	0,74
3	15	150	80	0,75	1,05
4	20	200	50	1,00	1,36

Tramo 1

$$t_1 = 5 \text{ días}$$

$$Q_1 = 2 \times \sqrt{\frac{2 \times 10^{-4} \times 50^2 \times 0,1 \times 5 \times 86.400}{3 \times 0,43}} = 258,8 \text{ m}^3 \text{ por m de avance en 5 días}$$

$$Q_1 = \frac{258,8 \times 10^3}{5 \times 86.400} = 0,60 \text{ l/s/m}$$

$$Q = \frac{Q_1 + L_1}{L_2} = \frac{258,8 \times 50}{100} = 129,4 \text{ m}^3$$

t correspondiente a este Q para C_2 :

$$t = \frac{3 \times 129,4^2 \times 0,74}{8 \times 10^{-4} \times 50^2 \times 0,1} = 2,1 \text{ días}$$

Tramo 2

$$t_2 = 5 \text{ días} + 2,1 = 7,1 \text{ días}$$

$$Q_2 = 2 \times \sqrt{\frac{2 \times 10^{-4} \times 50^2 \times 0,1 \times 7,1 \times 86.400}{3 \times 0,74}} = 235 \text{ m}^3 \text{ por m de avance en 10 días}$$

$$Q_2 = \frac{235 \times 10^3}{10 \times 86.400} = 0,27 \text{ l/s/m}; \quad Q = \frac{235 \times 100}{150} = 156,6 \text{ m}^3$$

$$t \text{ para } C_3; \quad t = \frac{3 \times 156,6^2 \times 1,05}{8 \times 10^{-4} \times 50^2 \times 0,1} = 4,4 \text{ días}$$

Tramo 3

$$t_3 = 5 + 4,4 = 9,4 \text{ días}$$

$$Q_3 = 363,3 \text{ m}^3 \approx 0,28 \text{ l/s/m}$$

$$Q = 272,4 \text{ m}^3$$

$$t = 6,8 \text{ días}$$

Tramo 4

$$t_4 = 5 + 6,8 \text{ días} = 11,8 \text{ días}$$

$$Q_4 = 223,5 \text{ m}^3 \approx 0,13 \text{ l/s/m}$$

Resultados: para el total del túnel (200 m) el caudal medio es de 26 l/s (93,6 m³/hora), cuando todo el túnel esté excavado y suponiendo que actúa como un dren en su conjunto.

10.5

Clasificaciones geomecánicas

Las clasificaciones geomecánicas constituyen actualmente un método fundamental para la caracterización geomecánica de los macizos rocosos, ya que permiten obtener parámetros de resistencia y deformabilidad del macizo y estimar los sostenimientos de un túnel.

Las clasificaciones geomecánicas más utilizadas en túneles son la RMR y la Q . Si bien ambas fueron desarrolladas para estimar sostenimientos, el parámetro RMR se ha ido consolidando como un índice geomecánico para la evaluación de las propiedades del macizo rocoso, usándose igualmente para la evaluación del sostenimiento.

La clasificación RMR se incluye en el Capítulo 3, Apartado 3.8, describiéndose a continuación la clasificación Q y la SRC.

Clasificación Q

Desarrollada por Barton, Lien y Lunde en 1974, a partir del estudio de un gran número de túneles, constituye un sistema de clasificación de macizos rocosos que permite estimar parámetros geotécnicos del macizo y diseñar sostenimientos para túneles y cavernas subterráneas. El índice Q está basado en una evaluación numérica de seis parámetros dados por la expresión:

$$Q = \frac{RDQ}{J_n} \cdot \frac{J_r}{J_a} \cdot \frac{J_w}{SRF}$$

donde:

- J_n = índice de diaclasado que indica el grado de fracturación del macizo rocoso.
- J_r = índice de rugosidad de las discontinuidades o juntas.
- J_a = índice que indica la alteración de las discontinuidades.
- J_w = coeficiente reductor por la presencia de agua.

SRF (*stress reduction factor*) = coeficiente que tiene en cuenta la influencia del estado tensional del macizo rocoso.

Los tres factores de la expresión representan:

$$\left(\frac{RDQ}{J_n}\right): \text{el tamaño de los bloques}$$

$$\left(\frac{J_r}{J_a}\right): \text{la resistencia al corte entre los bloques}$$

$$\left(\frac{J_w}{SRF}\right): \text{la influencia del estado tensional}$$

En el Cuadro 10.3 se indican los criterios de valoración de estos parámetros. El índice Q obtenido a partir de ellos varía entre 0,001 y 1.000, con la siguiente clasificación del macizo rocoso:

entre 0,001 y 0,01:	roca excepcionalmente mala
0,01 y 0,1:	roca extremadamente mala
0,1 y 1:	roca muy mala
1 y 4:	roca mala
4 y 10:	roca media
10 y 40:	roca buena
40 y 100:	roca muy buena
100 y 400:	roca extremadamente buena
400 y 1.000:	roca excepcionalmente buena

Clasificación SRC

La clasificación geomecánica SRC (González de Vallejo, 1985 y 2003) se basa en la RMR, y se diferencia de ésta por considerar el estado tensional del macizo rocoso, las condiciones constructivas del túnel y la utilización de datos de afloramientos. Los parámetros que intervienen son los siguientes (Cuadro 10.4):

- Resistencia de la matriz rocosa.
- Espaciado de las discontinuidades o RQD.
- Condiciones de las discontinuidades.
- Filtraciones.
- Estado tensional, definido por los siguientes factores:
 - Factor de competencia, F_c , descrito en el Apartado 10.3.
 - Accidentes tectónicos: se consideran cuando estén presentes en el área fallas o accidentes tectónicos importantes.
 - Factor de relajación tensional: cociente entre la edad (en años $\times 10^{-3}$) del último plegamiento principal que ha afectado a la región (orogenia Alpina o Hercínica) y el máximo espesor de recubrimientos a lo largo de su historia geológica (en metros). Este factor se estima a partir de datos geológicos regionales, por ejemplo del MAGNA (ver Apartado 10.4).

Valores de los parámetros característicos del índice Q

1. Calidad del testigo RQD		RQD (%)
A	Muy mala	0-25
B	Mala	25-50
C	Media	50-75
D	Buena	75-90
E	Excelente	90-100
<p><i>Notas:</i></p> <p>i) Cuando se obtienen valores del RQD inferiores o iguales a 10, se toma un valor de 10 para calcular el índice Q.</p> <p>ii) Los intervalos de 5 unidades para el RQD, es decir, 100, 95, 90, etc., tienen suficiente precisión.</p>		
2. Índice de diaclasado		J_n
A	Roca masiva, sin diaclasas o con fisuración escasa	0,5-1,0
B	Una familia de diaclasas	2
C	Una familia y algunas diaclasas aleatorias	3
D	Dos familias de diaclasas	4
E	Dos familias y algunas diaclasas aleatorias	6
F	Tres familias de diaclasas	9
G	Tres familias y algunas diaclasas aleatorias	12
H	Cuatro o más familias, diaclasas aleatorias, roca muy fracturada, roca en terrones, etc.	15
J	Roca triturada, terrosa	20
<p><i>Notas:</i></p> <p>i) En intersecciones de túneles se utiliza la expresión $(3J_n)$</p> <p>ii) En las bocas de los túneles se utiliza la expresión $(2J_n)$</p>		
3. Índice de rugosidad de las discontinuidades		J_r
<p>a) Contacto entre las dos caras de la discontinuidad.</p> <p>b) Contacto entre las dos caras de la discontinuidad ante un desplazamiento cortante inferior a 10 cm.</p>		
A	Diaclasas discontinuas	4
B	Diaclasas onduladas, rugosas o irregulares	3
C	Diaclasas onduladas, lisas	2
D	Diaclasas onduladas, perfectamente lisas	1,5
E	Diaclasas planas, rugosas o irregulares	1,5
F	Diaclasas planas, lisas	1,0
G	Diaclasas planas, perfectamente lisas	0,5
<p><i>Nota:</i></p> <p>i) Las descripciones se refieren a caracterizaciones a pequeña escala y escala intermedia, por este orden.</p>		
<p>c) No existe contacto entre las caras de la discontinuidad ante un desplazamiento cortante.</p>		
H	Zona que contiene minerales arcillosos con un espesor suficiente para impedir el contacto de las caras de la discontinuidad	1,0
J	Zona arenosa, de gravas o triturada con un espesor suficiente para impedir el contacto entre las dos caras de la discontinuidad	1,0
<p><i>Notas:</i></p> <p>i) Si el espaciado de la principal familia de discontinuidades es superior a 3 m, se debe aumentar el índice J_r en una unidad.</p> <p>ii) En el caso de diaclasas planas perfectamente lisas que presenten lineaciones, y que dichas lineaciones estén orientadas según la dirección de mínima resistencia, se puede utilizar el valor $J_r = 0,5$.</p>		

(Barton, 2000).

Valores de los parámetros característicos del índice Q (continuación)

4. Índice de alteración de las discontinuidades		ϕ_r	J_a
a) Contacto entre los planos de la discontinuidad (sin minerales de relleno intermedios)			
A	Discontinuidad cerrada, dura, sin reblandecimientos, impermeable, cuarzo	—	0,75
B	Planos de discontinuidad inalterados, superficies ligeramente manchadas	25°-35°	1,0
C	Planos de discontinuidades ligeramente alterados. Presentan minerales no reblandecibles, partículas arenosas, roca desintegrada libre de arcillas, etc.	25°-30°	2,0
D	Recubrimientos de arcillas limosas o arenosas. Fracción pequeña de arcilla (no blanda)	20°-25°	3,0
E	Recubrimientos de arcillas blandas o de baja fricción, es decir, caolinita o mica. También clorita, talco, yeso, grafito, etc., y pequeñas cantidades de arcillas expansivas	8°-16°	4,0
b) Contacto entre los planos de la discontinuidad ante un desplazamiento cortante inferior a 10 cm (minerales de relleno en pequeños espesores)			
F	Partículas arenosas, roca desintegrada libre de arcilla, etc.	25°-30°	4,0
G	Fuertemente sobreconsolidados, con rellenos de minerales arcillosos no blandos (continuos, pero con espesores inferiores a 5 mm)	16°-24°	6,0
H	Sobreconsolidación media a baja, con reblandecimiento, rellenos de minerales arcillosos (continuos, pero de espesores inferiores a 5mm)	12°-16°	8,0
J	Rellenos de arcillas expansivas, es decir, montmorillonita (continuos, pero con espesores inferiores a 5 mm). El valor de J_a depende del porcentaje de partículas con tamaños similares a los de las arcillas expansivas	6°-12°	8-12
c) No se produce contacto entre los planos de la discontinuidad ante un desplazamiento cortante (rellenos de mineral de gran espesor)			
K L M	Zonas o bandas de roca desintegrada o triturada y arcillas (ver G, H, y J para la descripción de las condiciones de las arcillas)	6°-24°	6,8 6 8-12
N	Zonas o bandas de arcillas limosas o arenosas, con pequeñas fracciones de arcillas no reblandecibles	—	5,0
O P R	Zonas o bandas continuas de arcilla, de espesor grueso (ver clases G, H y J, para la descripción de las condiciones de las arcillas)	6°-24°	10, 13 6 13-20
<i>Nota:</i> los valores expresados para los parámetros J_r y J_a se aplican a las familias de diaclasas o discontinuidades que son menos favorables con relación a la estabilidad, tanto por la orientación de las mismas como por su resistencia al corte (esta resistencia puede evaluarse mediante la expresión: $T \approx \sigma_n \operatorname{tg}^{-1}(J_r/J_a)$)			
5. Factor de reducción por la presencia de agua		Presión de agua (kg/cm ²)	J_w
A	Excavaciones secas o pequeñas afluencias, inferiores a 5 l/min, de forma localizada	< 1	1,0
B	Afluencia a presión media, con lavado ocasional de los rellenos de las discontinuidades	1-2,5	0,66
C	Afluencia importante o presión alta en rocas competentes con discontinuidades sin relleno	2,5-10	0,5
D	Afluencia importante o presión alta, produciéndose un lavado considerable de los rellenos de las diaclasas	2,5-10	0,33
E	Afluencia excepcionalmente alta o presión elevada en el momento de realizar las voladuras, decreciendo con el tiempo	> 10	0,2-0,1
F	Afluencia excepcionalmente alta, o presión elevada de carácter persistente, sin disminución apreciable	> 10	0,1-0,05
<i>Notas:</i> i) Los valores de las clases C, D, E y F son meramente estimativos. Si se acometen medidas de drenaje, puede incrementarse el valor J_w . ii) No se han considerado los problemas especiales derivados de la formación de hielo.			

(Barton, 2000).

Valores de los parámetros característicos del índice Q (continuación)

6. Condiciones tensionales de la roca		SRF		
a) Las zonas débiles intersectan a la excavación, pudiendo producirse desprendimientos de roca a medida que la excavación del túnel va avanzando				
A	Múltiples zonas débiles, conteniendo arcilla o roca desintegrada químicamente, roca de contomo muy suelta (a cualquier profundidad)	10		
B	Zonas débiles aisladas, conteniendo arcilla o roca desintegrada químicamente (profundidad de la excavación ≤ 50 m)	5		
C	Zonas débiles aisladas, conteniendo arcilla o roca desintegrada químicamente (profundidad de la excavación > 50 m)	2,5		
D	Múltiples zonas de fracturas en roca competente (libres de arcillas), roca de contorno suelta (a cualquier profundidad)	7,5		
E	Zonas de fractura aisladas en roca competente (libre de arcillas) (profundidad de excavación ≤ 50 m)	5,0		
F	Zonas de fractura aisladas en roca competente (libre de arcillas) (profundidad de la excavación > 50 m)	2,5		
G	Terreno suelto, diaclasas abiertas, fuertemente fracturado, en terrones, etc. (a cualquier profundidad)	5,0		
<i>Nota:</i> i) Se reducen los valores expresados del SRF entre un 20-50 % si las zonas de fracturas sólo ejercen cierta influencia pero no intersectan a la excavación.				
b) Rocas competentes, problemas tensionales en las rocas		σ_1/σ_3	σ_θ/σ_c	SRF
H	Tensiones pequeñas cerca de la superficie, diaclasas abiertas	> 200	< 0,01	2,5
J	Tensiones medias, condiciones tensionales favorables	200-10	0,01-0,3	1
K	Tensiones elevadas, estructura muy compacta. Normalmente favorable para la estabilidad, puede ser desfavorable para la estabilidad de los hastiales	10-5	0,3-0,4	0,5-2
L	Lajamiento moderado de la roca después de 1 hora en rocas masivas	5-3	0,5-0,65	5-50
M	Lajamiento y estallido de la roca después de algunos minutos en rocas masivas	3-2	0,65-1	50-200
N	Estallidos violentos de la roca (deformación explosiva) y deformaciones dinámicas inmediatas en rocas masivas	< 2	> 1	200-400
<i>Notas:</i> i) Si se comprueba la existencia de campos tensionales fuertemente anisotrópicos: cuando $5 \leq \sigma_1/\sigma_3 \leq 10$, se disminuye el parámetro σ_c hasta $0,75\sigma_c$; si $\sigma_1/\sigma_3 > 10$, se tomará el valor $0,5\sigma_c$. σ_c es resistencia a compresión simple, σ_1 y σ_3 son las tensiones principales mayor y menor y σ_θ es la tensión tangencial máxima, estimada a partir de la teoría de la elasticidad). ii) En los casos en que la profundidad de la clave del túnel es menor que la anchura de la excavación, se sugiere aumentar el valor del factor SRF entre 2,5 y 5 unidades (véase clase H).				
c) Rocas deformables: flujo plástico de roca incompetente sometida a altas presiones litostáticas		σ_θ/σ_c	SRF	
O	Presión de deformación baja	1-5	5-10	
P	Presión de deformación alta	> 5	10-20	
<i>Nota:</i> i) Los fenómenos de deformación o fluencia de rocas suelen ocurrir a profundidades: $H > 350 Q^{1/3}$ (Singh <i>et al.</i> , 1992). La resistencia a compresión de macizo rocoso puede estimarse mediante la expresión: $q(\text{MPa}) \approx 7 \cdot \gamma \cdot Q^{1/3}$, donde γ es la densidad de la roca en g/cm^3 (Singh, 1993).				
d) Rocas expansivas: actividad expansiva química dependiendo de la presencia de agua.				SRF
R	Presión de expansión baja	5-10		
S	Presión de expansión alta	10-15		
$Q = \frac{RQD}{J_n} \cdot \frac{J_r}{J_a} \cdot \frac{J_w}{SRF}$				

(Barton, 2000).

Clasificación geomecánica SRC

Parámetros	Puntuaciones				
1. RESISTENCIA MATRIZ ROCOSA					
Carga puntual (MPa)	> 8	8 a 4	4 a 2	2 a 1	
Ensayos compresión simple (MPa)	> 250	250 a 100	100 a 50	50 a 25	25 a 5
Puntuación	20	15	7	4	5 a 1 < 1 2 1 0
2. ESPACIADO 6 RQD					
Espaciado (m)	> 2	2 a 0,6	0,6 a 0,2	0,2 a 0,06	< 0,06
RQD (%)	100 a 90	90 a 75	75 a 50	50 a 25	< 25
Puntuación	25	20	15	8	5
3. DISCONTINUIDADES					
Condiciones	Muy rugosa. Discontinuas. Sin separación. Bordes poco alterados y duros.	Algo rugosas. Discontinuas. Separación menor 1 mm. Bordes duros y poco alterados.	Algo rugosas. Discontinuas. Separación 1 mm. Bordes blandos y alterados.	Lisas o con slickensides. Continuas. Abiertas 1 a 5 mm. Con rellenos.	Lisas o con slickensides. Continuas. Abiertas más de 5 mm. Con rellenos.
Puntuación	30	25	20	10	0
4. FILTRACIONES					
Caudal por 10 m de túnel (l/min)	Inapreciable	< 10	10-25	25-125	> 125
Condiciones	Seco	Algo húmedo	Algunas filtraciones	Frecuentes filtraciones	Abundantes filtraciones
Puntuación	15	10	7	4	0
5. ESTADO TENSIONAL					
Factor de competencia (1)	> 10	10 a 5	5 a 3	< 3	—
Puntuación	10	5	-5	-10	
Accidentes tectónicos	Fallas de alcance regional		Tectónica compresiva	Tectónica distensiva	
Puntuación	-5		-2	0	
Factor de relajación tensional (2)	> 200	200 a 80	80 a 10	< 10	Zonas afectadas por laderas o taludes
Puntuación	0	-5	-8	-10	200 a 80 -10 79 a 10 -13 <10 -15
Actividad sísmica	Desestimada o baja		Moderada		Alta
Puntuación	0		-5		-10
CLASES DE ROCA					
Clase SRC	I	II	III	IV	V
Calidad de Roca	Muy buena	Buena	Media	Mala	Muy mala
Puntuación (3)	100 a 81	80 a 61	60 a 41	40 a 21	≤ 20

Notas:

- (1) Factor de competencia: resistencia uniaxial de la matriz rocosa dividida por la tensión máxima vertical debida al peso del recubrimiento.
- (2) Factor de relajación tensional: edad geológica de la deformación tectónica principal (en años $\times 10^{-3}$) dividida el máximo espesor de recubrimientos, en metros.
- (3) Una vez obtenida la puntuación SRC, se utiliza este valor en lugar del RMR para el cálculo de las propiedades del macizo y los sostenimientos.

(González de Vallejo, 1985)



Recuadro 10.4

Cálculo del parámetro de estado tensional de la Clasificación SRC

Ejemplo 1

Túnel en lutitas y areniscas: densidad media = 2,1 t/m³, resistencia media a compresión simple = 1.500 t/m². Cobertera del túnel: 300 m.

$$\begin{aligned} \text{— Factor de competencia} &= \frac{\sigma_{ci}}{\sigma_v} = \frac{1.500}{300 \times 2,1} = \\ &= 2,3 \text{ (- 10 puntos).} \end{aligned}$$

- Accidentes tectónicos: fallas de alcance regional en la zona del túnel (- 5 puntos).
- Factor de relajación tensional. Edad del plegamiento principal: hercínica, aproximadamente 300 millones de años. Máximo espesor de recubrimientos: 500 m, deducido a partir del espesor actual de recubrimientos (300 m) más el espesor de estratos erosionados (200 m) estimados de acuerdo con datos regionales:

$$\frac{300.000.000 \text{ años} \cdot 10^{-3}}{500 \text{ m}} = 600 \text{ (0 puntos)}$$

- Actividad sísmica: desestimada (0 puntos).
- Total estado tensional:

$$- 10 - 5 + 0 + 0 = - 15 \text{ puntos}$$

Ejemplo 2

Túnel en granitos hercínicos: densidad media = 2,5 t/m³, resistencia media a compresión simple = 4.000 t/m². Cobertera del túnel: 300 m.

$$\begin{aligned} \text{— Factor de competencia, } F_c &= \frac{4.000}{300 \times 2,5} = \\ &= 5,3 \text{ (+ 5 puntos).} \end{aligned}$$

- Accidentes tectónicos: tectónica distensiva (0 puntos).
- Factor de relajación tensional. Edad del plegamiento principal: hercínica, aproximadamente 300 millones de años. Máximo espesor de recubrimientos: de acuerdo con la naturaleza petrológica de los granitos y datos geológicos regionales su profundidad de emplazamiento pudo estar sobre los 5.000 m.

$$\frac{300.000.000 \text{ años} \cdot 10^{-3}}{5.000 \text{ m}} = 60 \text{ (- 8 puntos)}$$

- Actividad sísmica: desestimada (0 puntos).
- Total estado tensional:

$$+ 5 + 0 - 8 + 0 = - 3 \text{ puntos}$$

CUADRO 10.5

Factores de corrección por datos de afloramientos. Clasificación SRC

Espaciado o RQD. Corregir la puntuación obtenida en el Cuadro 10.4 del Espaciado o RQD multiplicando por THCF × WCF sin superar los 25 puntos

- THCF
- Fracturas de compresión = 1,30
 - Fracturas de distensión = 0,8
 - Para profundidades < 50 m = 1,0

- WCF
- Grado de meteorización ≥ IV = 0,8
 - Grado de meteorización III = 0,9
 - Grado de meteorización I y II = 1,0

Condiciones de las discontinuidades. La puntuación obtenida (Cuadro 10.4) se ajusta para:

- Fracturas de compresión: (+ 5) puntos, sin superar la puntuación total de 30 puntos.
- Fracturas distensión: (0) puntos.
- No aplicable para profundidades menores de 50 m.

Filtraciones. La puntuación obtenida (Cuadro 10.4) se corrige para el THCF:

- Fracturas de compresión: (+ 5) sin superar la puntuación total de 15 puntos.
- Fracturas de distensión: (0).
- No aplicable para profundidades menores de 50 m.

THCF = Factor de corrección de historia tectónica.

WCF = Factor de corrección de meteorización.

- Actividad sísmica: se considera cuando la zona es de sismicidad alta.

En el Recuadro 10.4 se muestra un ejemplo de cálculo de estos factores.

■ CORRECCIÓN POR DATOS DE AFLORAMIENTOS

Cuando se utilizan datos de afloramientos, se aplican las correcciones que se indican en el Cuadro 10.5.

■ CORRECCIÓN POR EFECTOS CONSTRUCTIVOS

La calidad del macizo rocoso puede ser afectada por el proceso constructivo, que incluye el método de excavación y el sostenimiento, y de forma especial la secuencia y el tiempo de instalación del sostenimiento. La interacción de excavaciones adyacentes y zonas de escaso recubrimiento también modifican el estado de tensiones y alteran el comportamiento del macizo rocoso. Los factores de corrección a aplicar se incluyen en el Cuadro 10.6.

■ APLICACIÓN DE LA CLASIFICACIÓN SRC

Previo sectorización del trazado del túnel en tramos litológicos y estructurales homogéneos, se calcula en cada tramo el **índice SRC** (Cuadro 10.4). Estos valores de SRC se ajustan para los factores de corrección incluidos en el Cuadro 10.5, y el resultado final se expresa en cinco clases de roca y sus puntuaciones equivalentes entre 1 y 100. Las puntuaciones así obtenidas y las clases de roca resultantes, clasifican geomecánicamente al macizo rocoso en condiciones previas a la excavación, obteniéndose el **índice SRC base**. Para tener en cuenta los efectos debidos a las condiciones constructivas se ajusta el SRC base según las correcciones indicadas en el Cuadro 10.6. Este nuevo resultado es el **índice SRC corregido** y refleja la influencia del proceso constructivo.

El valor de SRC obtenido se utiliza directamente en sustitución del RMR, es decir $SRC = RMR$. Por ejemplo, si se obtiene $SRC = 35$ se utilizará $RMR = 35$, entrando con este valor en los cálculos de sostenimiento y caracterización de propiedades según la clasificación RMR (Cuadro 10.7 y Cuadro 3.27 del Capítulo 3, respectivamente).

Como resumen, para aplicar la clasificación SRC se recomienda seguir los siguientes pasos:

1. Dividir la traza del túnel en tramos litológicamente homogéneos.
2. Subdividir los tramos identificados en el paso anterior que presenten una marcada variación estructural o grado de fracturación.
3. Identificar los puntos singulares del trazado.

4. Calcular las puntuaciones (Cuadro 10.4) y determinar el SRC.
5. Aplicar factores de corrección cuando los datos procedan de afloramientos (Cuadro 10.5) y obtener el SRC base.
6. Caracterizar geomecánicamente el macizo rocoso sustituyendo el índice RMR por el SRC base en las expresiones que relacionan RMR con los parámetros de resistencia y deformabilidad del macizo.
7. Estimar los sostenimientos sustituyendo el valor del RMR por el SRC base (Cuadro 10.7).
8. Una vez iniciado el proceso constructivo del túnel, obtener el SRC corregido mediante las correcciones por condiciones constructivas (Cuadro 10.6).
9. Estimar los sostenimientos sustituyendo el valor del RMR por el SRC corregido (Cuadro 10.7).

Los pasos 8 y 9 permiten ajustar los sostenimientos más adecuados a las condiciones que se van presentando durante la construcción del túnel, al considerar las influencias del macizo una vez afectado por la excavación. Una diferencia importante entre el SRC base y el corregido indicará que las condiciones del macizo rocoso han sido afectadas por el método constructivo.

Criterios para la aplicación de las clasificaciones geomecánicas

El uso generalizado de las clasificaciones RMR y Q desde la década de los setenta, es una prueba evidente de su utilidad, aportando un nuevo concepto al análisis y a la caracterización de los macizos rocosos. Sin embargo, se han encontrado en numerosos túneles diferencias apreciables entre los sostenimientos recomendados por estas clasificaciones y los instalados en obra, particularmente en macizos rocosos de calidad mala o muy mala, por lo que la aplicación de las clasificaciones no debe constituir una rutina, sino que requiere **criterio en ingeniería geológica** para su utilización.

Del análisis comparado entre los sostenimientos utilizados en obra y los recomendados por las clasificaciones se deducen los siguientes resultados (González de Vallejo, 2003):

- En rocas de **calidad buena y media** (RMR I, II, III) se debe usar **RMR o Q** , indistintamente.
- En rocas de **calidad mala o media** (V, IV, III) con **matriz blanda y tensiones importantes**, la clasificación SRC se ajusta sensiblemente mejor que la RMR al comportamiento observado en obra, no disponiéndose de estudios comparados con el índice Q , recomendándose SRC en estas condiciones.

- La aplicación de un sistema de clasificación determinado debe considerar tanto el tipo de macizo rocoso como los parámetros que intervienen en dicha clasificación, ya que las distintas

clasificaciones no son equivalentes. En consecuencia, las correlaciones entre RMR, Q y SRC no son apropiadas, sobre todo en rocas de calidad mala y muy mala.

Factores de corrección por efectos constructivos. Clasificación SRC

Durabilidad de las rocas (1)						Puntos
— Rocas de alta durabilidad, o sin contenido en arcilla						0
— Rocas de baja durabilidad, o con alto contenido de arcilla						-5
— Rocas de muy baja durabilidad, o con un contenido de arcilla muy alto						-10
Orientación de las discontinuidades con respecto al eje del túnel (Bieniawski, 1979)						
Dirección perpendicular al eje del túnel				Dirección paralela al eje del túnel		Buzamiento
Avance con buzamiento		Avance contra buzamiento				
Buzamiento 45° a 90°	Buzamiento 20° a 45°	Buzamiento 45° a 90°	Buzamiento 20° a 45°	Buzamiento 45° a 90°	Buzamiento 20° a 45°	0° a 20° en cualquier dirección
Muy favorable 0	Favorable -2	Aceptable -5	Desfavorable -10	Muy desfavorable -12	Aceptable -5	Desfavorable -10
Método de excavación						Puntos
Excavación mecanizada						+5
Voladuras controladas, precorte, etc.						0
Voladuras de mala calidad						-10
Sostenimientos (2)						
Clase I						0
Clase II						0
< 10 días						-5
> 10 días < 20 días						-10
> 20 días						-10
Clase III						0
< 2 días						-5
> 2 días < 5 días						-10
> 5 días < 10 días						-10
> 10 días						-20
Clase IV y V						0
< 8 horas						-10
> 8 horas < 24 horas						-10
> 24 horas						-20
Excavaciones adyacentes (3)						
AEF < 2,5						-10
Emboquilles y zonas de escaso recubrimiento (4)						
PF < 3						-10
Notas:						
(1) Se calcula con el ensayo de durabilidad (<i>slake durability test</i>), o indirectamente estimando la proporción de arcilla en la roca.						
(2) Tiempos referidos al plazo de instalación de los sostenimientos de acuerdo con la relación entre la estabilidad del frente y longitudes de pase, Bieniawski (1979) (Figura 10.11).						
(3) AEF se define como el coeficiente entre la distancia a la excavación adyacente y el diámetro de la sección del túnel.						
(4) PF se define por el cociente entre el espesor de recubrimientos en la boquilla y la altura del túnel.						

Estimación de los sostenimientos por métodos empíricos

El cálculo del sostenimiento de un túnel se puede efectuar por alguno de los siguientes métodos: analíticos, numéricos, empíricos y observacionales. Los **métodos analíticos** parten de las hipótesis de la elasticidad y suponen que el comportamiento del túnel es elástico hasta que se alcanza una cierta presión interna crítica, para la cual se produce la plastificación. Se acepta que hay una correspondencia entre la presión interna y la deformación radial de la excavación según una **curva característica** (también denominada línea característica). El sostenimiento elegido debe ser capaz de resistir la citada presión interna. Como la ley de presión/deformación del sostenimiento es conocida, el punto de encuentro entre ambas curvas define la situación de equilibrio.

Los **métodos numéricos** parten de la discretización del macizo mediante los métodos de los elementos finitos, elementos discretos o de diferencias finitas. Permiten la modelización detallada de los procesos de deformación que afectan al terreno como consecuencia de la excavación, y el análisis de la influencia de los diferentes factores y parámetros que intervienen en los procesos constructivos, pudiéndose establecer los criterios de diseño adecuados para la excavación o la toma de decisiones ante un problema de inestabilidad o de otra índole.

Los **métodos observacionales** se basan en las medidas de tensiones y deformaciones que se producen durante la excavación del túnel, calculando los sostenimientos con el apoyo de métodos numéricos o analíticos. El método observacional más representativo es el Nuevo Método Austríaco (NATM).

No entra en el alcance de este texto el desarrollo de los métodos de cálculo numérico o analítico del sostenimiento de túneles, remitiéndose a Celada (1996) para su descripción.

Los **métodos empíricos** proporcionan una aproximación al sostenimiento de los túneles y no se consideran un método de cálculo; sin embargo, pueden ser muy útiles en macizos rocosos fracturados, y como medio de establecer las propiedades del macizo y los sostenimientos requeridos. También son útiles para estimar costes del sostenimiento en las etapas de anteproyecto.

Los métodos empíricos para el cálculo de sostenimientos se basan en las clasificaciones RMR y Q . Su

aplicación requiere tener en cuenta los siguientes aspectos:

- Es necesario analizar la idoneidad de la clasificación geomecánica elegida en función de los datos geológicos, del comportamiento tenso-deformacional del macizo y del proceso constructivo a utilizar.
- Los sostenimientos recomendados a partir de las clasificaciones representan las condiciones medias del tramo considerado, y no tienen en cuenta posibles extremos, por ejemplo los puntos singulares, ni rocas especiales (volcánicas, evaporíticas, expansivas, etc.).

Sostenimientos a partir del índice RMR

La clasificación RMR (Bieniawski, 1979 y 1989) indica explícitamente los tipos de sostenimiento a emplear según se muestra en el Cuadro 10.7. En caso de utilizar SRC se emplea este valor en lugar del RMR.

A partir de RMR puede estimarse la **longitud de pase** (longitud de avance sin sostenimiento, Figura 10.11). Por ejemplo, para un RMR = 60 se obtiene una longitud de pase de 2 m para un tiempo de estabilidad sin soporte de 41,7 días.

La **carga de roca o presión** sobre el sostenimiento se puede estimar según la expresión:

$$P = \frac{100 - RMR}{100} \gamma B$$

donde γ es el peso específico de la roca y B el ancho del túnel. Esta expresión empírica hay que utilizarla con precaución pues puede dar resultados poco representativos.

Sostenimientos a partir del índice Q

Para la estimación de los sostenimientos a partir de Q se definen los siguientes parámetros:

— Diámetro equivalente del túnel =

$$= \frac{\text{anchura, diámetro o altura (m)}}{\text{ESR}}$$

— ESR (*excavation support ratio*): factor que depende del tipo de excavación, cuyos valores se indican en el Cuadro 10.8.

Los sostenimientos se estiman según se indica en la Figura 10.12.

El índice Q también permite calcular los siguientes parámetros:

— Máximo vano sin sostener (longitud de pase) = $2\text{ESR}Q^{0.4}$ (m)

— Carga de roca sobre clave (P_r) (kp/cm²):

$$P_r = \frac{2\sqrt{J_n}}{3J_r\sqrt{Q}} \quad (\text{para macizos con menos de tres familias de discontinuidades})$$

$$P_r = \frac{2}{J_r\sqrt{Q}} \quad (\text{para macizos con tres o más familias de discontinuidades})$$

— Carga de roca en hastiales (P_h) (kp/cm²):

$$\text{para } Q > 10 \quad P_h = 5Q$$

$$\text{para } 0,1 < Q < 10 \quad P_h = 2,5Q$$

$$\text{para } Q < 0,1 \quad P_h = Q$$

CUADRO 10.7

Sostenimientos a partir del índice RMR

Clase RMR	Excavación	Sostenimiento		
		Bulones	Gunta	Cerchas
I 100-81	Sección completa. Avances de 3 m.	Innecesario, salvo algún bulón ocasional.	No.	No.
II 80-61	Sección completa. Avances de 1-1,5 m.	Bulonado local en clave, con longitudes de 2-3 m y separación de 2-2,5 m, eventualmente con mallazo.	5 cm en clave para impermeabilización.	No.
III 60-41	Avance y destroza. Avances de 1,5 a 3 m. Completar sostenimiento a 20 m del frente.	Bulonado sistemático de 3-4 m con separaciones de 1,5 a 2 m en clave y hastiales. Mallazo en clave.	5 a 10 cm en clave y 3 cm en hastiales.	No.
IV 40-21	Avance y destroza. Avances de 1 a 1,5 m. Sostenimiento inmediato del frente. Completar sostenimiento a menos de 10 m del frente.	Bulonado sistemático de 4-5 m con separaciones de 1-1,5 m en clave y hastiales con mallazo.	10 a 15 cm en clave y 10 cm en hastiales. Aplicación según avanza la excavación.	Cerchas ligeras espaciadas 1,5 m cuando se requieran.
V ≤ 20	Fases múltiples. Avances de 0,5-1 m. Guntar inmediatamente el frente después de cada avance.	Bulonado sistemático de 5-6 m, con separaciones de 1-1,5 m en clave y hastiales con mallazo. Bulonado en solera.	15-20 cm en clave, 15 cm en hastiales y 5 cm en el frente. Aplicación inmediata después de cada avance.	Cerchas pesadas separadas 0,75 m con blindaje de chapas y cerradas en solera.

Túneles de sección en herradura, máxima anchura 10 m, máxima tensión vertical 250 kp/cm².

(Bieniawski, 1989).

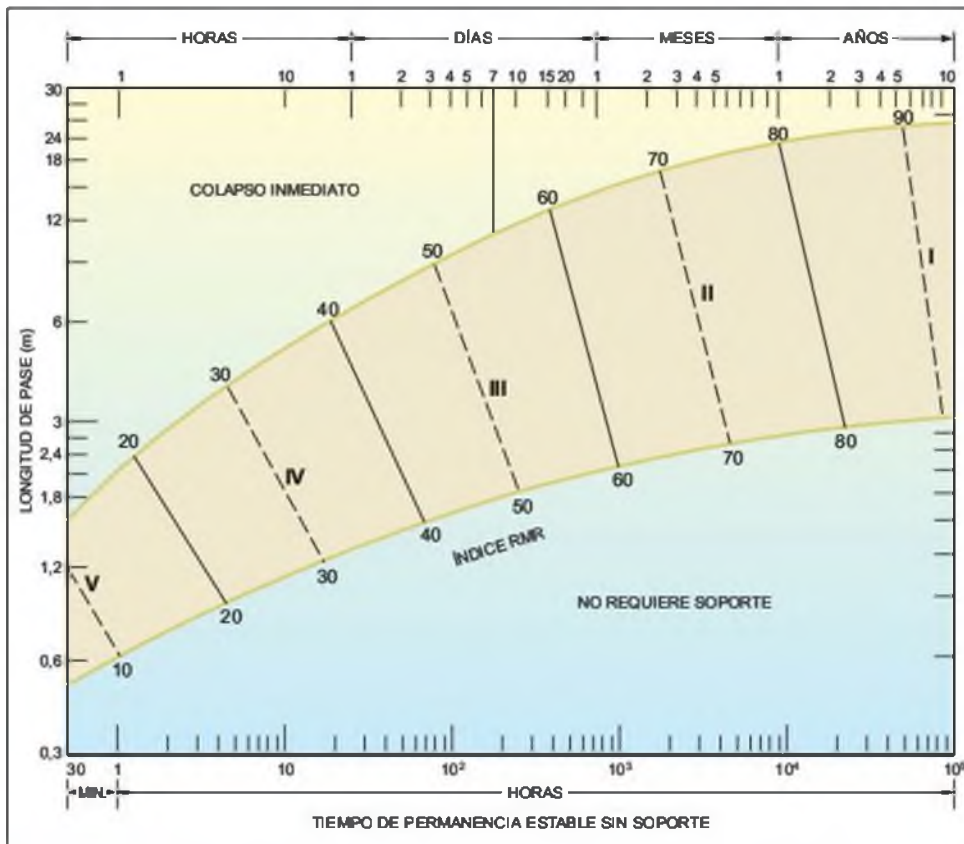


Figura 10.11 Longitudes de pase y tiempos de estabilidad sin soporte (Bieniawski, 1989).

CUADRO 10.8

Valores del índice ESR de la Clasificación Q

	Tipo de excavación	ESR
A	Labores mineras de carácter temporal, etc.	2-5
B	Galerías mineras permanentes, túneles de centrales hidroeléctricas (excluyendo las galerías de alta presión), túneles piloto, galerías de avance en grandes excavaciones, cámaras de compensación hidroeléctrica.	1,6-2,0
C	Cavernas de almacenamiento, plantas de tratamiento de aguas, túneles de carreteras secundarias y de ferrocarril, túneles de acceso.	1,2-1,3
D	Centrales eléctricas subterráneas, túneles de carreteras primarias y de ferrocarril, refugios subterráneos para defensa civil, emboquilles e intersecciones de túneles.	0,9-1,1
E	Centrales nucleares subterráneas, estaciones de ferrocarril, instalaciones públicas y deportivas, fábricas, túneles para tuberías principales de gas.	0,5-0,8

(Barton, 2000).

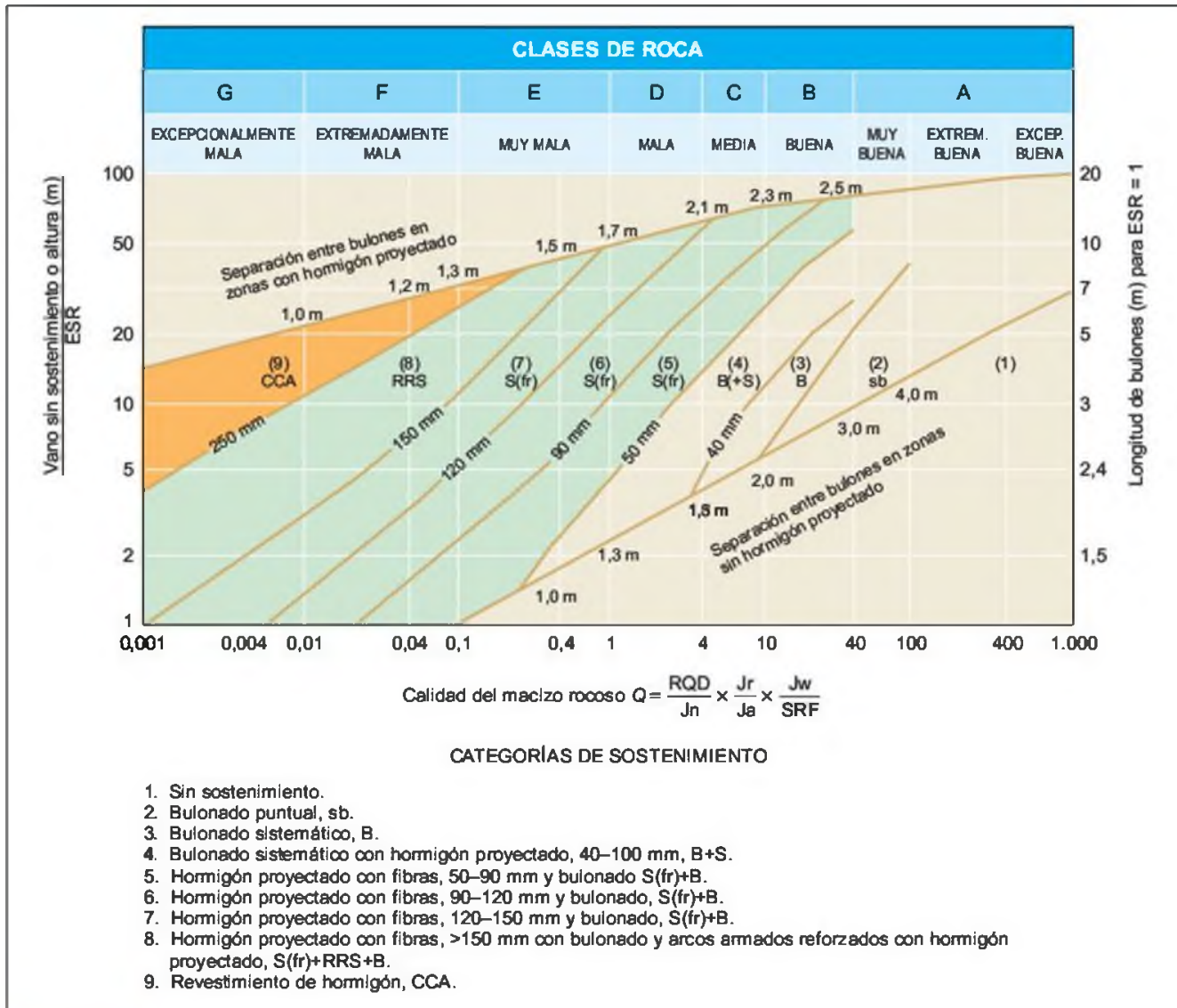


Figura 10.12 Sostenimientos según el índice Q (Barton, 2000).

10.7

Criterios de excavabilidad

La excavación de un túnel en roca depende de la facilidad o dificultad al arranque que presente el macizo rocoso frente a los distintos métodos de perforación (Apartado 10.8).

Las propiedades que definen la excavabilidad son las siguientes:

- Resistencia de la matriz rocosa.
- Dureza y abrasividad.
- Fracturación.
- Índices de calidad geomecánica.

En el Apartado 9.8 del Capítulo de taludes se han

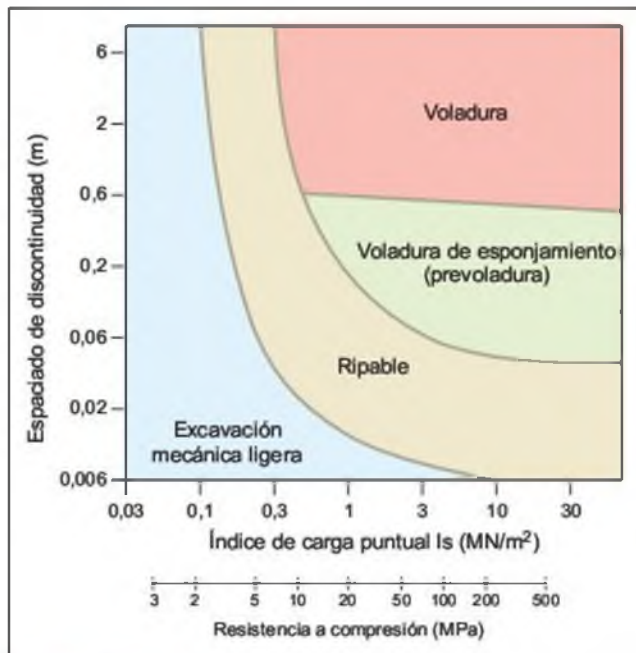


Figura 10.13 Clasificación de rocas para su excavabilidad (Franklin, 1974).

descrito varios criterios para evaluar la excavabilidad, presentándose a continuación algunos de los más aplicados a la excavación de túneles. Para más detalles se remite a Díaz Méndez (1997) y a Romana (1994).

■ **EXCAVABILIDAD EN FUNCIÓN DE LA RESISTENCIA**

A partir de la resistencia uniaxial y el espaciado de las discontinuidades se puede diferenciar la excavación por voladuras y la excavación por medios mecánicos (Figura 10.13).

De forma aproximada puede estimarse la rozabilidad (o facilidad para excavar un túnel con rozadoras)

en función de la resistencia a compresión simple de la matriz rocosa, σ_c , y la resistencia a tracción, σ_t :

- Rocas fácilmente rozables: $\sigma_t/\sigma_c < 0,1$.
- Rocas difícilmente rozables: $\sigma_t/\sigma_c > 0,1$.

■ **EXCAVABILIDAD EN FUNCIÓN DE LA ABRASIVIDAD. ÍNDICES SCHIMAZEK Y CERCHAR**

La abrasividad y la rozabilidad pueden evaluarse a partir del **índice Schimazek**, que se expresa como:

$$F = Qd_{50}\sigma_T$$

donde:

- F = coeficiente de abrasividad (N/mm).
- Q = contenido en cuarzo equivalente en minerales abrasivos (%).
- d_{50} = diámetro medio del cuarzo (mm).
- σ_t = resistencia a tracción (N/mm²).

La observación de minerales y su tamaño se efectúa en láminas delgadas, y se toma el SiO₂ como mineral de referencia. Según este índice la rozabilidad de la roca es la siguiente:

Abrasividad F (kp/cm)	Rozabilidad
0,2-0,3	Muy buena
0,3-0,4	Buena
0,4-0,5	Moderada
0,5-0,6	Regular
0,6-0,8	Mala
0,8-1,0	Muy mala

A partir del **índice Cerchar**, determinado en el ensayo del mismo nombre, se puede estimar también la abrasividad. El ensayo consiste en medir el diámetro (décimas de milímetro) de la superficie circular producida por el paso de una aguja en una muestra; en el Cuadro 10.9 se clasifican las rocas en función de este índice.

CUADRO 10.9

Abrasividad de rocas a partir del índice Cerchar

Índice Cerchar	Clasificación	Tipo de roca
> 4,5	Extremadamente abrasiva	Gneis, pegmatita, granito
4,25-4,5	Altamente abrasiva	Anfibolita, granito
4,0-4,25	Abrasiva	Granito, gneis, esquistos, piroxenita, arenisca
3,5-4,0	Moderadamente abrasiva	Arenisca
2,5-3,5	Abrasividad media	Gneis, granito, dolerita
1,2-2,5	Poco abrasiva	Arenisca
< 1,2	Muy poco abrasiva	Caliza

(Díaz Méndez, 1997).

10.8

Métodos de excavación y de sostenimiento de túneles en roca

El diseño de un túnel supone un conjunto de actuaciones entre las que se destacan:

- El conocimiento de la estructura y litología del terreno para seleccionar el nivel geotécnico en el que se va a perforar, así como el espesor de terreno resistente que queda por encima de la clave, la posible presencia de agua, las características geotécnicas del terreno y los daños que en él puede originar la excavación, entre otros.
- Conocido el trazado y el tipo de problemas geotécnicos previsibles, debe diseñarse el **sistema constructivo** que lleve a la sección definitiva, partiendo del gálibo establecido por condiciones funcionales y de explotación. Este procedimiento se decide en función del tipo de terreno, tamaño de la sección, longitud de la obra, nivel de seguridad deseado, efectos ambientales (incluyendo los movimientos y los efectos inducidos por la excavación y su repercusión en estructuras e instalaciones próximas), plazos de obra, posibles inestabilidades (cuando el recubrimiento es pequeño), etc.

- En función del sistema constructivo elegido se diseña y calcula tanto el **sostenimiento primario** como el **revestimiento definitivo**. Este último debe instalarse en función de la seguridad de la obra a largo plazo, condiciones de explotación y ventilación, etc., pudiendo considerarse, o no, que parte de la carga del terreno la absorbe el sostenimiento primario.
- Se debe comprobar, durante y posteriormente a la excavación, que el conjunto terreno-sostenimiento se comporta de forma debida. Para ello la **auscultación** (medida de convergencias, presión de tierras, etc.) resulta imprescindible, tanto para comprobación como por seguridad.

Por otro lado, y bajo el punto de vista constructivo, la ejecución de un túnel también implica la resolución de diversos problemas:

- Excavar el «avance» del túnel de forma que el frente sea estable un cierto tiempo, durante el cual pueda colocarse un sostenimiento que sujete bóveda y hastiales en la zona recién excava-

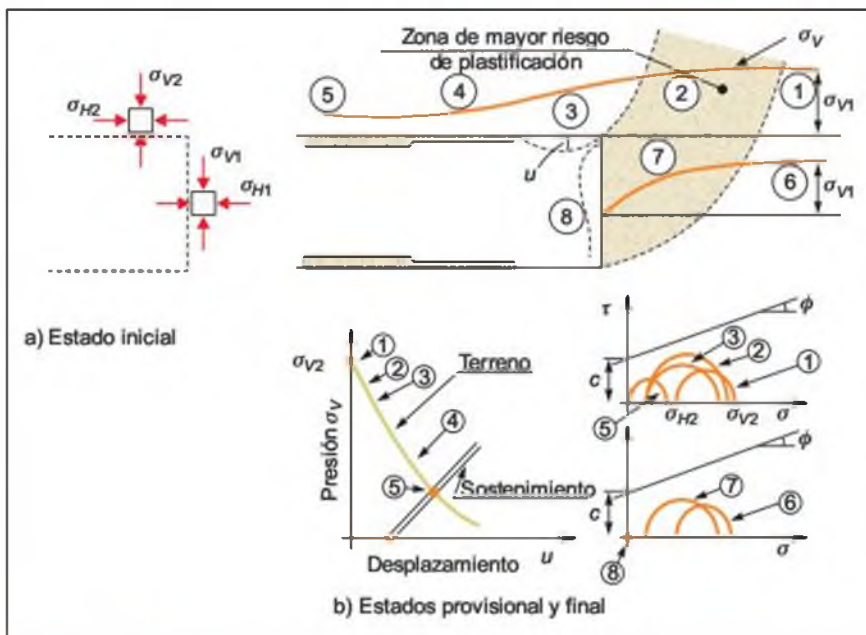


Figura 10.14 Cambio de tensiones en el frente del túnel.

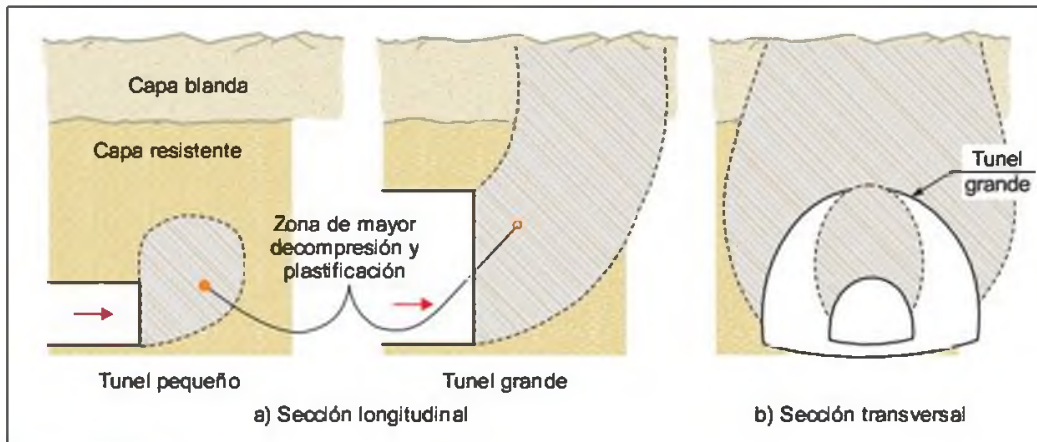


Figura 10.15 Influencia del tamaño de un túnel en su estabilidad.

vada y en la inmediate próxima; ello implica que el cambio de tensiones inducido por la excavación tiene que ser compatible con las características del terreno y del sostenimiento, a fin de que no se produzca la rotura. En la Figura 10.14a) se representa el estado de tensiones inicial del terreno, antes de ser excavado. Al producirse la excavación, lejos del frente y delante de él, el estado de tensiones (puntos 1 y 6) será el mismo que el inicial, pero alrededor del frente (puntos 2, 3, 7 y 8, Figura 10.14b) el estado de tensiones cambiará. La presión vertical, σ_v , irá disminuyendo al producirse desplazamientos, u , o sea, la relajación que supone la excavación (Figura 10.14b), para estabilizarse en el punto 5 (lejos del frente), cuando ya se produce la interacción terreno-sostenimiento y ambos llegan a una presión de equilibrio (punto 5). Al mismo tiempo, cambian las tensiones horizontales, σ_H , por lo que el círculo de Mohr inicial (el de los puntos 1 y 6) va ocupando posiciones diferentes. El círculo 1 (clave del túnel) va acercándose, antes de que actúe totalmente el sostenimiento, a la línea de resistencia intrínseca (círculos 2 y 3, correspondiente a los puntos 2 y 3), por los que se corre el riesgo de rotura. Sin embargo, al actuar el sostenimiento se llega al círculo 5 y a una situación más estable y más segura. Fenómeno análogo ocurre en el punto 6, que evoluciona desde el círculo 6 al 8.

- Conseguir un rendimiento de excavación lo más alto posible, intentando que la excavación del túnel se lleve a cabo con el menor número de fases, lo que debe ser compatible con el problema anterior; cuanto más pequeño es el hueco perforado menor es el cambio global de presiones y mayor es la estabilidad del conjunto (Figura 10.15).

- Poder ejecutar un revestimiento definitivo que permita la explotación del túnel a corto y largo plazo, con las debidas condiciones de seguridad.
- Conseguir un equilibrio económico entre los plazos de ejecución y los medios materiales utilizados para excavar y reforzar la sección. Interesa la máxima mecanización de los tajos, pero ello puede suponer un importante coste de inversión: las tuneladoras modernas varían entre 1,8 y 12 millones de euros, en función del diámetro, terreno, a perforar, etc.
- Asegurar en todo momento la seguridad de los equipos humanos involucrados en la excavación, sostenimiento, etc.
- La excavación siempre supone una decompresión del terreno, pudiendo permitirse que éste se relaje parcialmente, de forma que, cuando se coloque el sostenimiento, la presión de equilibrio sea relativamente baja. En la Figura 10.16 se representa la relación presión del terreno (σ_v) – desplazamientos (u), es decir lo que suele llamarse línea característica del terreno. Al excavar el túnel las presiones bajan, debido a los desplazamientos (o relajaciones) que se producen. Si se supone que el terreno es elástico, la línea característica es una recta. Si no, es una curva, que llega a ponerse paralela al eje u si es que la cavidad es inestable. El sostenimiento se coloca cuando ya se ha producido un cierto desplazamiento, u_s , y también tendrá su propia línea característica (en la que los desplazamientos aumentarán al hacerlo las presiones). El punto de encuentro de las dos líneas características es el punto de equilibrio de excavación. Posteriormente, con el paso del tiempo y la fluencia de los materiales, ese punto puede variar algo (Figura 10.16). En esta hipótesis se basa el Nuevo Método Austríaco de Túneles (NATM, descrito

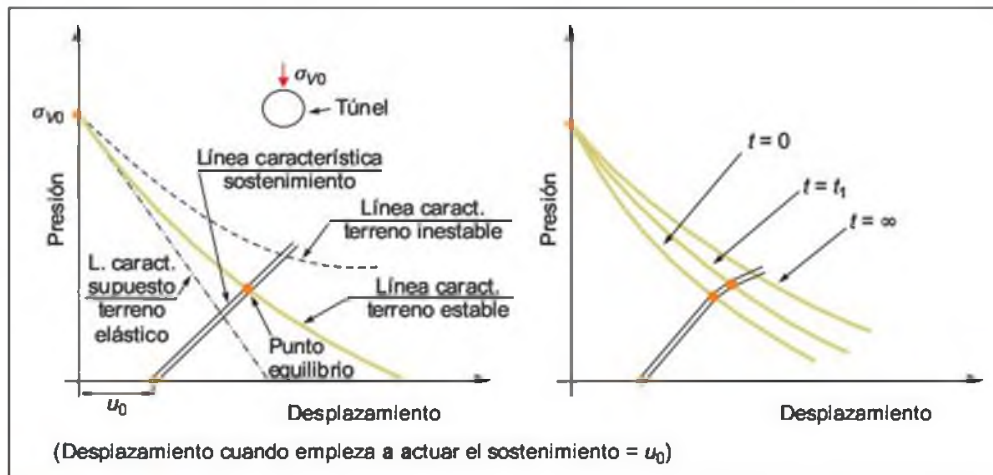


Figura 10.16 Líneas características.

más adelante), que considera que los desplazamientos a que da lugar la relajación tensional movilizan la resistencia de la roca alrededor de la excavación y ello permite, junto con la instalación de un sostenimiento flexible, llegar a presiones de trabajo relativamente bajas, con lo que el revestimiento definitivo, en fases posteriores tendrá que absorber pequeñas presiones, además de las variaciones de presión que se produzcan a largo plazo, por influencia de los materiales (Figura 10.16). Sin embargo, dado que la excavación siempre altera y deprime el terreno en su entorno, no siempre es deseable

dejar relajar apreciablemente el terreno, sino que en materiales rocosos muy fracturados y tectonizados, en ciertas formaciones volcánicas (escorias, tobas, piroclastos, etc.) y en suelos (en los que la extrapolación del NATM puede ser peligrosa, por la pérdida de cementación que se introduce en materiales areno-arcillosos y arcillas fisuradas), la relajación puede ser no admisible (Figura 10.17); en estos casos es conveniente la excavación con el menor daño posible para el terreno, con sostenimientos semi rígidos y la construcción inmediata del revestimiento.

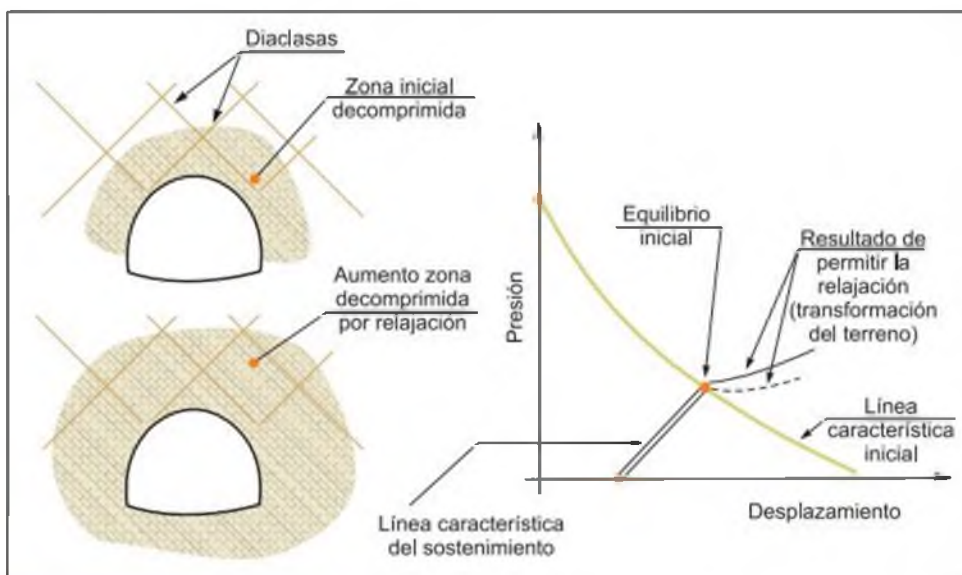


Figura 10.17 Decompresión alrededor de una excavación y sus efectos en rocas muy fracturadas o poco cementadas.

La influencia geológica y geotécnica en el proceso constructivo de los túneles es fundamental, de forma que tanto la excavación como los sostenimientos están directamente relacionados con la calidad geomecánica del terreno; por este motivo, los procedimientos de excavación y sostenimiento deben considerarse en los estudios de ingeniería geológica de túneles. El Ministerio de Fomento de España, en la Instrucción IOS-98 sobre el proyecto de obras subterráneas, precisa que se incluyan, entre otros, los siguientes aspectos:

- Recomendaciones sobre tipos de sostenimiento a adoptar para los distintos sectores establecidos en el trazado.
- Recomendaciones orientadas a definir los sistemas de ejecución.
- Determinación de los parámetros que indirectamente pueden servir de base también para el proyecto de la sección tipo.
- Cálculo de subsidencias o movimientos del terreno, inducidos por el túnel, en caso de entornos susceptibles a las deformaciones de aquél.
- Análisis específico de las áreas de emboquille y posibles estructuras especiales.

Métodos de excavación

Los métodos más utilizados para la excavación de túneles en roca son la perforación y voladura y la excavación mecanizada.

- **Perforación y voladura.** El arranque se efectúa con explosivos y se utiliza en rocas de alta resistencia, con velocidad sísmica del orden de $V_p > 2.000 - 2.500$ m/s, según las condiciones del macizo o cuando las rocas sean muy abrasivas. Es el método más utilizado, y consiste en efectuar unos taladros en el frente de excavación, cargarlos con explosivos y hacerlos detonar. La perforación se efectúa por medio de «jumbos» o carros perforadores (Figura 10.18). En la Figura 10.19 se muestra la secuencia de excavación y los sostenimientos en avance según este método.

Uno de los objetivos principales en una buena voladura es evitar un excesivo deterioro en la roca circundante a la excavación. Una voladura inadecuada da lugar a sobreexcavaciones y caídas de bloques con problemas de estabilidad adicionales. Por ello es preciso efectuar **voladuras controladas** y técnicas como el precorte, voladuras suaves, etc., que minimicen el daño estructural al macizo.



Figura 10.18 Carro perforador de cuatro brazos (foto L. González de Vallejo).

- **Excavación mecanizada.** El arranque se efectúa por medios mecánicos mediante rozadoras o máquinas tuneladoras, además de otras máquinas de ataque puntual. Las rozadoras consisten en unas máquinas de ataque puntual dotadas de un brazo que puede recorrer el frente de excavación, y en cuyo extremo se aloja un cabezal rotatorio provisto de las herramientas de corte llamadas «picas» (Figura 10.20). Las rozadoras permiten la excavación de rocas de resistencia media, e incluso alta, dependiendo de su potencia, obteniéndose los mejores resultados cuando la roca presenta entre 20 y 60 MPa de resistencia a compresión simple. Los materiales con V_p entre 1.900 y 2.500 m/s son difícilmente ripables, y requieren maquinaria muy pesada. Entre 1.900 y 1.600 m/s la ripabilidad es media, y por debajo de 1.600 m/s son fácilmente ripables. Junto con estos criterios hay que tener en cuenta la abrasividad. Para mayores detalles sobre los criterios de excavabilidad para el uso de rozadoras, y otros métodos de excavación mecánica tipo TBM, se remite a Romana (1994).

Las tuneladoras (TBM), también llamadas «topos», excavan una sección completa de forma circular, mediante una cabeza giratoria dotada de discos o picas de corte (Figura 10.21). Las tuneladoras admiten, en general, una amplia gama de rocas, desde blandas hasta las de alta resistencia, con rendimientos peores en este último caso. La principal ventaja es el gran rendimiento que pueden alcanzar, pues en un proceso continuo excavan, sanean, sostienen y revisten el túnel. Las limitaciones surgen en los macizos rocosos heterogéneos, con fallas, zonas con aportes importantes de agua, terrenos plásticos o con altas tensiones. En general, precisan de un conocimiento muy completo de las condiciones geológicas del terreno a perforar. La elección

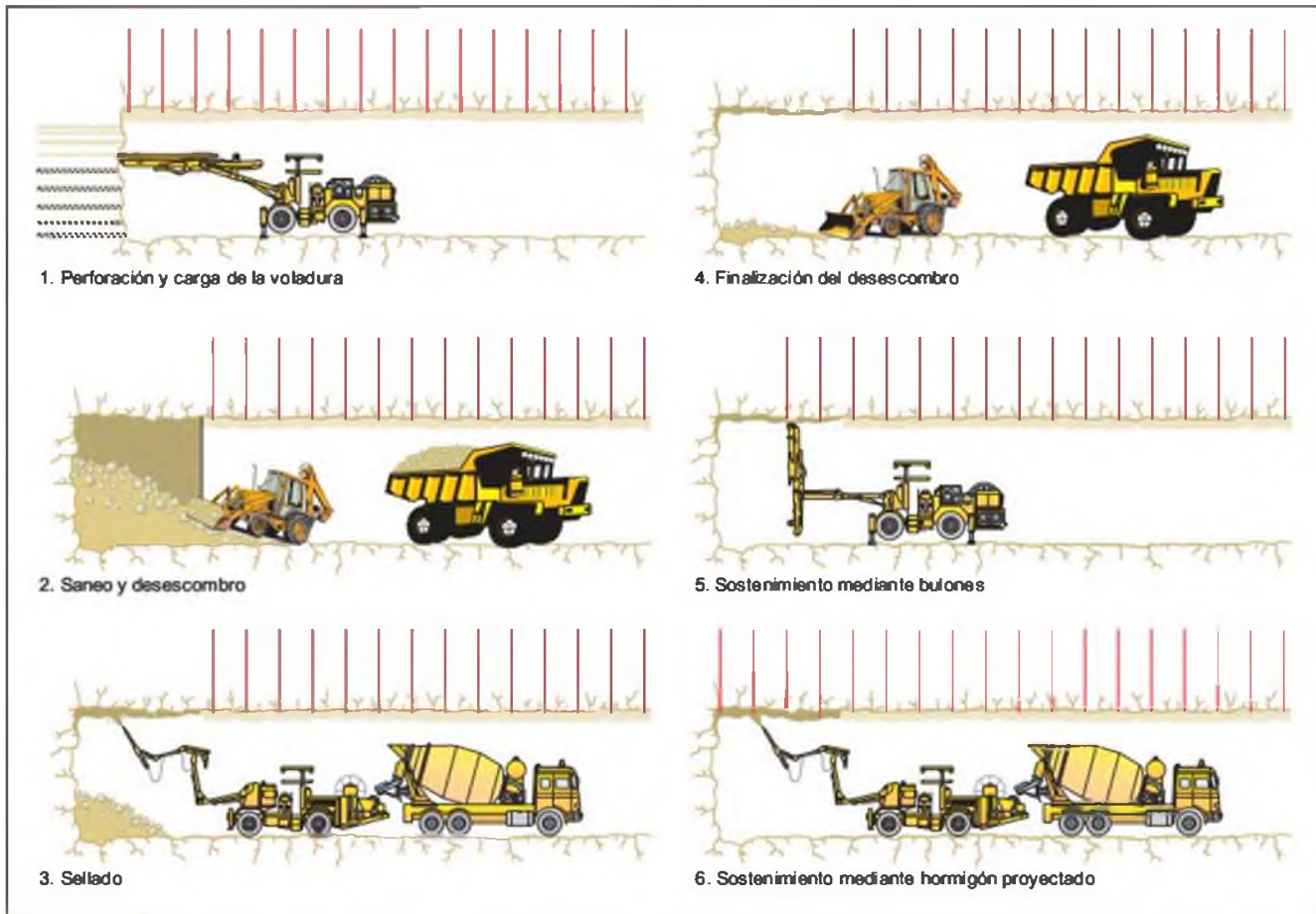


Figura 10.19 Secuencia de excavación y sostenimiento en avance por perforación y voladura (cortesía de INOCSA).

del método se basa en un criterio de rentabilidad económica (una vez descartados los posibles criterios excluyentes): sección, longitud, problemas geológicos, abrasividad y dureza de las rocas, entre otros.



Figura 10.20 Rozadora de gran potencia (cortesía de E. Ugarte).



Figura 10.21 Tuneladora TBM «Robbins» para rocas (cortesía de INTUMA S.L.).

Algunos de los puntos básicos que deben considerarse antes de decidir la excavación con TBM son los siguientes:

- Dureza y abrasividad de las rocas.
- Sección y ángulo del eje del túnel con respecto a los planos de anisotropía estructural.



Figura 10.22 Excavación mediante martillo hidráulico y sostenimientos con cerchas y chapa Bernold (foto L. González de Vallejo).

- Heterogeneidad litológica y longitud de los distintos tipos de terreno a atravesar.
- Condiciones geomecánicas del macizo rocoso.
- Presencia de fallas, zonas de cizalla y pasos de zonas muy fracturadas.
- Filtraciones, gases y tensiones tectónicas.

Con carácter más selectivo, se pueden emplear los **martillos hidráulicos**, que permiten la excavación mediante una herramienta de impacto, o martillo picador, situada en el extremo de un brazo articulado (Figura 10.22). Este sistema se emplea como auxiliar de alguno de los métodos anteriores, por ejemplo cuando la utilización de explosivos no sea posible por problemas de vibraciones o de estabilidad, en el caso de que la longitud del tramo a atravesar no justifique el cambio del proceso constructivo, o para pasar una zona de mayor dificultad o resistencia.

Fases de excavación

Cuando la sección del túnel es mayor de un cierto valor, unos 40-50 m², conviene realizar la excavación en varias fases, sobre todo si la calidad y estabilidad del terreno son bajas. A la primera fase de excavación se la denomina **avance** y a la siguiente **destroza** (Figura 10.23); la destroza puede excavar a su vez en una única fase o en varias: banco central y bataches laterales (Figura 10.24). En terrenos de mala calidad puede excavar en una tercera fase la **contrabóveda**, con objeto de cerrar un anillo de hormigón.

Elementos de sostenimiento

El sostenimiento proporciona al túnel el principal elemento de estabilización, cumpliendo los siguientes objetivos:



Figura 10.23 Excavación de la destroza (foto L. González de Vallejo).

- Evitar que el terreno pierda sus propiedades resistentes.
- Evitar el desprendimiento de cuñas o zonas sueltas del terreno por el proceso de excavación.
- Limitar las deformaciones en la cavidad creada.
- Controlar las filtraciones y proteger las rocas frente a la meteorización.
- Proporcionar seguridad a las personas e instalaciones.

Para alcanzar estos objetivos se debe instalar el sostenimiento tan pronto como sea posible. A este sostenimiento de tipo inmediato o provisional se lo denomina **sostenimiento primario**. Es posible que la excavación precise de elementos de sostenimiento adicionales para tratar de reforzar el terreno en zonas débiles, en cuyo caso se denomina **sostenimiento secundario**. Una vez estabilizada la excavación y finalizada la instalación de los sostenimientos, los túneles se cubren de una capa de hormigón, llamada **revestimiento**, cuyas funciones son contribuir a la estabilidad a largo plazo del túnel, mejorar su estética, albergar servicios y conducciones y disminuir la fricción del aire o el agua, entre otras. Los principales tipos de sostenimientos empleados en túneles en roca se describen a continuación, remitiéndose a Geoconsult (1996) y Rodríguez Ortiz (1999) para ampliar estos aspectos.

El **hormigón proyectado**, también llamado **gunita** (ver Apartado 10.6 del capítulo de taludes) tiene dos finalidades principales: sellar la superficie de la roca, cerrando las juntas, y evitar la decompresión y alteración de la roca. El anillo de hormigón proyectado adquiere una resistencia de 50 kp/cm² a las 8 horas y 280 kp/cm² a los 28 días, y trabaja resistiendo las cargas que le trasmite la roca al deformarse, evitando también la caída de pequeñas cuñas o bloques de roca.

Cuando el hormigón se utiliza únicamente para el sellado de la excavación no se combina con elemen-

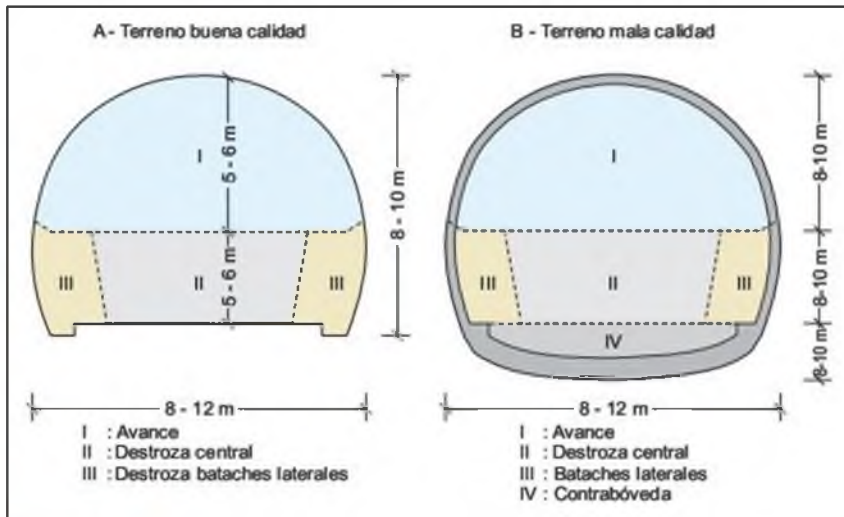


Figura 10.24 Fases de excavación en un túnel (Geoconsult, 1996).

tos de refuerzo adicional, siendo los espesores empleados generalmente inferiores a 5 cm. Cuando se pretende que funcione como elemento resistente el hormigón proyectado se refuerza con malla electrosoldada o mediante fibras de acero.

La **malla electrosoldada o mallazo** (Figura 10.25) está formada por una parrilla de barras corrugadas unidas mediante electrosoldadura, y se utiliza como refuerzo del hormigón, proyectado por su facilidad de adaptación a la forma del túnel. Generalmente se usan mallazos de diámetros de 4, 5 ó 6 mm con separaciones comprendidas entre 10 y 20 centímetros. En sustitución del mallazo se pueden emplear **fibras de acero** que se incorporan a la dosificación del hormigón; consisten en alambres de acero de 0,5 mm de diámetro y 30 mm de longitud, utilizados en una proporción del orden de 40 a 50 kg de fibras por m³ de hormigón;



Figura 10.25 Instalación de bulones friccionales tipo «Swellex», con cerchas, mallazo y gunita (cortesía de M. Trimboli).

cuando se emplea este sistema el espesor de la gunita no debe ser inferior a 6 cm.

Los **bulones** consisten en barras de acero de 20 a 40 mm de sección y longitudes variables, normalmente entre 3 y 6 m, que se instalan en el terreno previa perforación del taladro correspondiente. Admiten cargas del orden de 10 a 25 t. Los bulones más utilizados son los constituidos por barras corrugadas, ancladas en toda su longitud con resina o cemento. Otros tipos de bulones son los de **fricción**, colocados mediante hinchado por agua a presión (Figura 10.25), y de **resina de poliéster** armada con fibras de vidrio. Por su forma de actuar los bulones pueden ser **activos** o **pasivos**. Los primeros funcionan como un anclaje, tienen un fuste libre, y la cabeza (parte que sobresale de la excavación) se sujeta mediante una placa y una rosca, aplicándose una tensión entre 5 y 15 t. El bulón pasivo se adhiere a la roca en toda su longitud y no se le aplica tensión.

Los bulones ejercen dos efectos sobre la excavación:

- «Cosen» las discontinuidades del macizo rocoso, impidiendo los deslizamientos y caídas de cuñas y bloques.
- Aportan al terreno un efecto de confinamiento.

Las **cerchas** son perfiles de acero laminados en forma de arco que ejercen una función resistente cuando trabajan en contacto con el terreno (Figuras 10.22 y 10.25); por tanto se han de colocar en contacto con el mismo a lo largo de toda su longitud y firmemente apoyadas en el suelo. Las cargas de trabajo son generalmente bajas, del orden de 3-6 t/m². En España se suelen utilizar, entre otras, las de tipo TH, con espaciados entre 0,75 y 1,50 m cuando los empujes del terreno no son muy elevados.

Tratamientos especiales

Cuando el terreno tiene baja resistencia o presenta problemas de estabilidad, filtraciones, hinchamientos, etc., se aplican tratamientos especiales de consolidación, refuerzo, impermeabilización o drenaje (Figura 10.26). Algunos de estos tratamientos son los siguientes:

- **Enfilajes.** Consisten en la colocación de bulones inclinados unos 40° - 45° hacia el frente de avance, para evitar la caída de cuñas. Tienen utilidad cuando se atraviesa roca muy fracturada.
- **Paraguas.** Se usan para pasar zonas de roca muy fracturada o muy alterada, con riesgo de desprendimientos al efectuar el avance. Pueden utilizarse bulones o micropilotes instalados alrededor de la sección o de la clave del túnel. Los bulones suelen tener diámetros de 32 mm (paraguas ligero); los micropilotes consisten en tubos huecos inyectados de lechada de diámetro 102-150 mm y espesor 3-4 mm (paraguas pesado; Figura 10.27). Cuando la zona a atravesar es am-

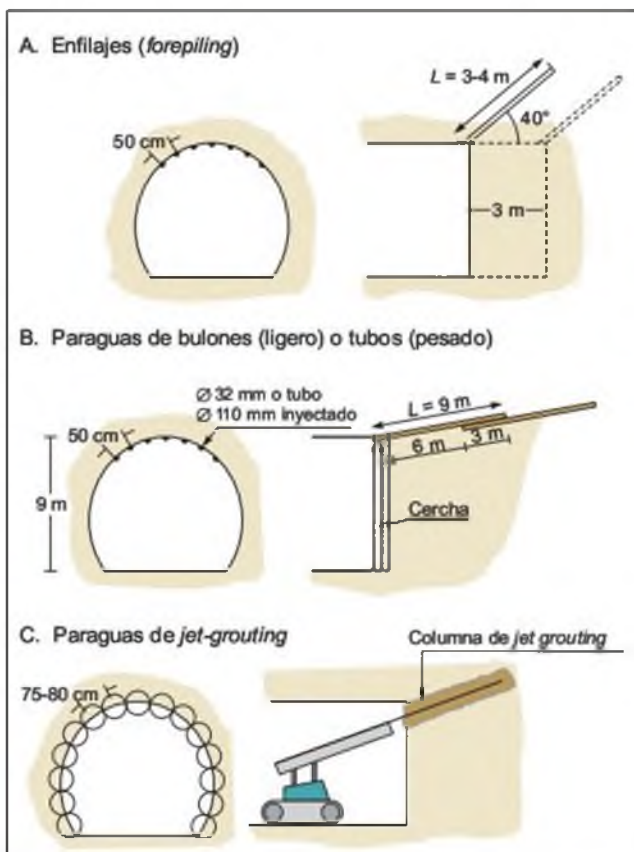


Figura 10.26 Tratamientos especiales de estabilización (Geoconsult, 1996).



Figura 10.27 Ejecución de un paraguas de micropilotes (cortesía de Rodío).

plia se colocan paraguas sucesivos, con un solape mínimo entre uno y otro de 2 ó 3 metros.

- **Coronas de jet grouting.** En el caso de atravesar un zona muy suelta (rellenos de falla, roca descompuesta, etc.) se puede tratar todo el con torno del túnel mediante inyecciones por la técnica de «jet-grouting» (ver descripción en el Apartado 9.6 del Capítulo de taludes). Con ello se estabiliza el terreno formando un arco que permite avanzar bajo él.
- **Inyecciones.** En función de sus fines pueden ser de relleno, consolidación o impermeabilización.
- **Drenajes.** Para captación de filtraciones, mediante taladros o galerías de drenaje.

El Nuevo Método Austríaco

El Nuevo Método Austríaco (NATM) constituye un procedimiento especial de construcción de túneles, desarrollado en Austria por Rabcewicz y otros en los años cuarenta en base a observaciones sobre el comportamiento reológico de los macizos rocosos y las relaciones entre las deformaciones radiales y los sostenimientos. Es aplicable a todo tipo de terrenos, incluyendo los blandos y con escaso recubrimiento. Sus principios básicos se pueden resumir en los siguientes puntos:

- Aplicación inmediata de un sostenimiento provisional semirígido de hormigón proyectado, bulones y excepcionalmente cerchas.
- Auscultación y medidas *in situ* de deformaciones/tiempos (medidas de convergencia).
- Eventual refuerzo del sostenimiento.

- Construcción de un revestimiento definitivo en función de la información anterior obtenida.

El principio del NATM es lograr que el terreno que rodea a la excavación actúe como un anillo portante, llegando a constituir un elemento fundamental del sostenimiento activo. Por tanto, se deben reunir las siguientes condiciones:

1. Evitar la meteorización y la decompresión de la masa rocosa, ya que estos procesos reducen considerablemente la resistencia al corte. Se aplica de forma inmediata hormigón proyectado o gunita a la superficie excavada, en toda la sección.
2. Las rocas diaclasadas son muy sensibles a los esfuerzos uniaxiales, por tanto, como complemento de la gunita, se instalan bulones.
3. Cada cambio o reajuste en el estado de tensiones del macizo crea perturbaciones y roturas en la roca circundante a la excavación. Por ello se debe excavar, a ser posible, a sección completa, y evitar excavaciones parciales o al menos reducirlas a un máximo de tres.
4. Puesto que el «anillo» de roca que circunda a la excavación debe ser lo más resistente posible, se debe evitar la concentración excesiva de tensiones en esas secciones; en consecuencia, se deben evitar las esquinas y salientes prominentes, adoptando secciones redondeadas, especialmente en los pies de las excavaciones parciales.
5. La construcción de un túnel no debe ser considerada estáticamente como una estructura tipo arco sino como un tubo. Un tubo tiene mucha mayor capacidad portante, pero actúa como tal únicamente si está cerrado en toda su sección. Por consiguiente, siempre que se trate de excavar un terreno de mala calidad se debe cerrar la solera mediante una contrabóveda, o procedimientos similares.
6. Es preciso llevar a cabo el control de las deformaciones y de los sostenimientos a lo largo del tiempo durante la excavación, así como una asistencia técnica especializada.

En Oteo (1998) se amplían los conceptos y aplicaciones del NATM.

Emboquilles

Las boquillas constituyen unas de las zonas más críticas de los túneles al estar situadas, generalmente, en laderas y tener un pequeño espesor de recubrimientos.

La zona de emboquille consta de:

- Los taludes de excavación (frontal y laterales), que pueden ser permanentes o temporales si posteriormente se rellena la excavación, previa a la construcción de un **falso túnel**.
- El inicio del túnel, formado por la zona de transición del talud frontal y los primeros metros del interior del túnel.

Los **problemas geológico-geotécnicos** a considerar en el estudio de emboquilles son los siguientes:

- **Estabilidad natural:** deslizamientos activos o latentes (paleodeslizamientos).
- **Inestabilidad inducida:** la excavación de los taludes puede intersectar planos de discontinuidad inestables.
- **Resistencia:** la presencia de rocas muy alteradas y los depósitos superficiales pueden ser zonas de baja resistencia.
- **Contactos litológicos:** es frecuente encontrar coluviones sobre rocas alteradas, o bien rocas muy alteradas sobre rocas sanas con contactos de baja resistencia.
- **Alterabilidad:** la excavación de los taludes da lugar a superficies rápidamente degradables por meteorización, sobre todo en rocas de tipo arcilloso.
- **Decompresión:** la excavación puede producir la apertura de discontinuidades reduciendo su resistencia.
- **Filtraciones:** cuando la excavación intercepta el nivel freático, la red de flujo tiende a fluir hacia el frente de la excavación, incidiendo en la resistencia y estabilidad.

La decisión del área de emboquille debe realizarse en función de las condiciones geológico-geotécnicas, principalmente exenta de zonas inestables y donde la roca adquiera una resistencia suficiente para poder sostener el túnel. Bajo el punto de vista constructivo los emboquilles deben aproximarse a una configuración simétrica. Igualmente se deben evitar las excavaciones de taludes de grandes dimensiones.

Los **criterios geológico-geotécnicos** a seguir en el diseño de emboquilles son los siguientes:

- Evitar las zonas afectadas por deslizamientos u otro tipo de movimientos del terreno; para el análisis en detalle de estos aspectos es necesario investigar e incluso instrumentar la ladera (ver Capítulo 14 de Deslizamientos).
- Calcular y diseñar los taludes (de acuerdo con los métodos expuestos en el Capítulo 9 de Taludes) para alcanzar un factor de seguridad ade-

cuado ($\approx 1,3$ para taludes temporales y 1,5 a 2,0 para taludes permanentes); si para lograr los citados factores de seguridad es necesario recurrir a elementos de estabilización, se deben diseñar dichos elementos (Capítulo 9 de Taludes).

- Complementariamente a los métodos de estabilización que resulten, los taludes deben protegerse frente a las siguientes acciones:
 - Rápida alteración y decompresión: se deben gunitar o bulonar los frentes de los taludes más cercanos a las boquillas, particularmente en rocas de tipo arcilloso, alteradas o muy fracturadas.
 - Filtraciones y sus efectos: para evitarlas se deben canalizar las aguas de escorrentía, tanto en la zona de coronación como en las laderas circundantes, y en donde las pendientes confluyan hacia el emboquille; en caso necesario se deben instalar mecinales de drenaje.
 - Caídas de rocas o desprendimientos: se deben proteger los taludes con barreras dinámicas u otros elementos según se expone en el Capítulo 14 de Deslizamientos.
- En el primer tramo de excavación del túnel se debe reforzar el terreno con un paraguas de pre-sostenimiento en toda la sección del túnel o al menos en su clave (Figura 10.28), o adoptar otras medidas de refuerzo (Figura 10.29).
- Las investigaciones *in situ* en los emboquilles incluyen sondeos (un mínimo de 3), sísmica de refracción, calcatas, ensayos de deformabilidad y permeabilidad, piezómetros e instrumentación (inclinómetros y extensómetros), según se ha tratado en el Apartado 10.2 de este capítulo.

Para ampliar estos aspectos se remite a Ortuño (1998) y a Romana (2000).



Figura 10.28 Refuerzo del talud frontal del emboquille de un túnel. Paraguas de micropilotes, bulones y malla; en fase posterior el talud sería cubierto con gunita (foto L. González de Vallejo).



Figura 10.29 Emboquille de un túnel en rocas de mala calidad mediante pantalla anclada de micropilotes (foto L. González de Vallejo).

10.9

Métodos de construcción de túneles en suelos

Métodos no mecanizados

En la antigüedad los túneles se excavaban con secciones pequeñas, entibadas con maderas, utilizando picas y cuñas para arrancar el terreno, ampliando poco a poco la sección. En el siglo XIX se produce un gran

empuje en la actividad tunelera que llega hasta nuestros días, con la perforación de importantes túneles ferroviarios en los Alpes y otros lugares montañosos de Europa y América. En este sentido, cabe citar el

Método austríaco con sistema a sección partida, que dio buen resultado. En este sistema se abren dos galerías de avance o de reconocimiento, una en clave y otra en solera, para completar la observación del terreno que se va a atravesar. Después se amplía la de clave, entibando con madera, en un avance corto (1,5-2,0 m), hasta excavar toda la zona de bóveda, extrayendo los escombros por la galería baja, comunicada con la de clave con pozos cada 20 m aproximadamente. Por último, se excavaban hastiales por bataches y se pasaba a colocar, de abajo arriba, el revestimiento definitivo de fábrica.

De este sistema se derivó el llamado **Método belga** (solo con galería en clave) y de él se pasó al llamado **Método Madrid** de sección partida (Figura 10.30). En éste, los avances son de 2,50 m, la galería de clave va avanzando una pequeña distancia, se usan elementos metálicos (longarinas) para el sostenimiento longitudinal y madera para todo el resto del sostenimiento, hormigonando el revestimiento definitivo de la bóveda en cada avance (que dura 24 horas). Después se excava la destroza y los hastiales, hormigonándolos por bataches (que van a unos 20-25 m de distancia desde el avance), cerrando la solera definitivamente con hormigón; el sostenimiento provisional se hace

con madera y acero, y el definitivo con hormigón. Este sistema, con el que se han construido en Madrid unos 100 km de túneles, todavía se usa con éxito: en la ampliación del Metro de Madrid, de 1995 a 1999, se empleó en una longitud total de más de 8 km, además de en cañones de acceso a estaciones, galerías auxiliares, etc. Es un método bastante seguro y compatible con la apertura de varios frentes de avance simultáneos, dada la escasa maquinaria que emplea. La destroza se suele excavar con pala y, a veces, si el terreno es muy duro, puede necesitar incluso martillos hidráulicos o rozadoras en zona de bóveda, con escasa entibación. En Madrid se ha utilizado en túneles de hasta 12 m de anchura.

Métodos semi-mecánicos

En materiales tipo suelo una mejora importante ha sido el empleo de **escudos de lanzas** para la excavación de la mitad superior del túnel, que llevan una serie de gatos hidráulicos que permiten avanzar el escudo metálico (formado por chapas deslizables o lanzas, bajo el cual puede excavar a mano o con

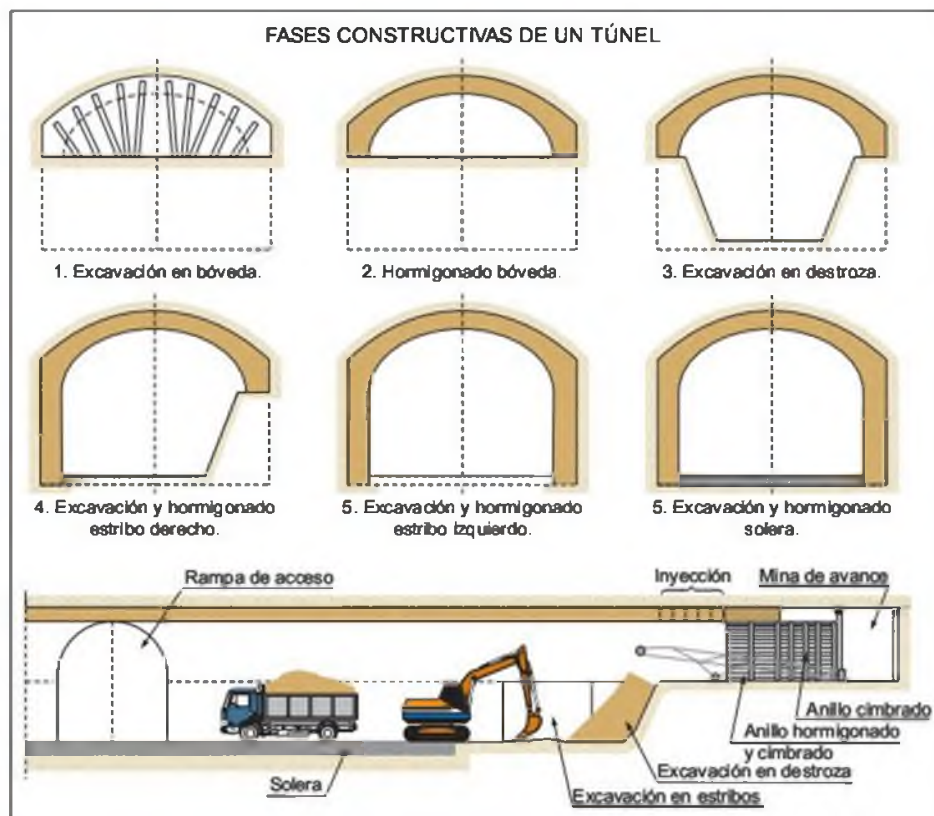


Figura 10.30 Método tradicional de Madrid (Melis y Trabada, 2000).

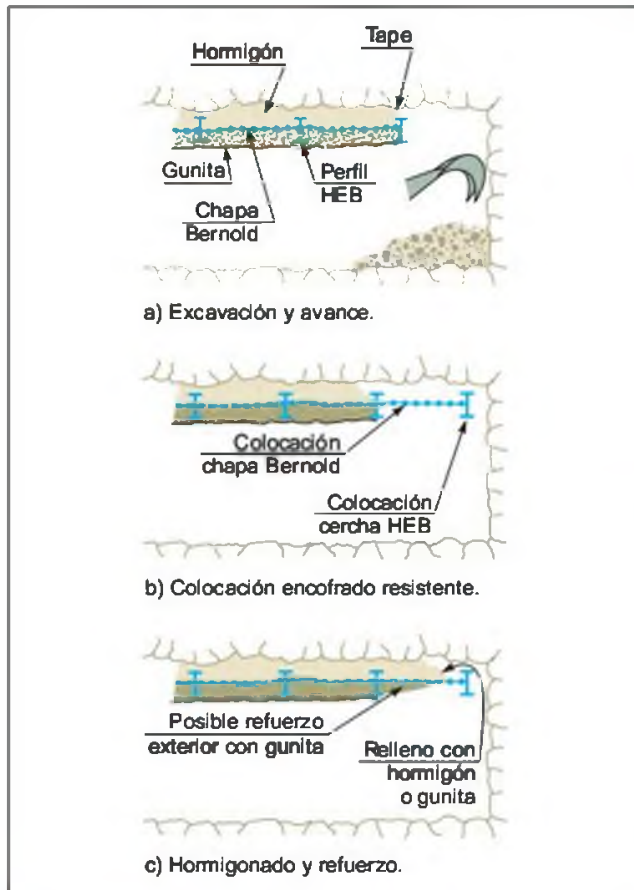


Figura 10.31 Método Bernold

máquina), gracias a la reacción que proporciona el revestimiento que se va hormigonando nada más excavar (con avance de 2,5-3,0 m). El resto de la sección se excava como en el Método Madrid (destroza, hastiales y solera).

Otro intento de mecanización parcial es el **Método Bernold** (Figura 10.31), que puede aplicarse en suelos consistentes y en rocas de mala calidad. El avance es de 1 a 3 m, colocando enseguida cerchas metálicas a todo lo ancho de la bóveda, en la que se apoyan chapas metálicas con resaltes (Bernold), rellenándose el trasdós, entre la chapa y la roca (15-30 cm), con hormigón o gunita antes del avance siguiente, pudiéndose reforzar exteriormente el conjunto con gunita. La parte inferior de la sección se construye como en los procedimientos tradicionales, prolongando cerchas y chapa. Posteriormente puede construirse el revestimiento definitivo con hormigón o reforzar más la sección con gunita.

El **precorte mecánico** o preserrado en suelos duros o rocas blandas, constituye otro método de gran interés, en el que se construye una prebóveda antes de cada avance, mediante el relleno con gunita del hueco



Figura 10.32 Excavación mediante precorte mecánico (cortesía de Rodio).

que produce una sierra debidamente guiada, que puede trabajar a plena sección (Figura 10.32). El espesor teórico de la prebóveda puede ser de 10 a 30 cm, y la longitud de las «tejas» que constituyen la prebóveda es de unos 3-4,5 m, con solapes de 0,5-1,0 m.

Métodos de excavación mecanizada

Tanto en suelos como en rocas puede mecanizarse totalmente el proceso de construcción, en un intento de construir de forma sistemática e industrial, sin estar continuamente decidiendo el sostenimiento, cambiando la longitud del avance, etc. Para ello se utilizan **tuneladoras**, que pueden excavar a sección completa e instalar un revestimiento prefabricado de alta calidad, constituido generalmente por anillos de hormigón armado, compuesto por 3 a 7 dovelas o segmentos, que se fabrican con resistencias características entre 40 y 60 MPa. También se han usado dovelas de fundición, aunque actualmente tienden a realizarse de hormigón. La longitud de estos anillos puede ser de 80 a 170 cm.

Estas tuneladoras (cuyo uso se inició a mediados del siglo XIX) pueden tener su frente abierto y excavar «a mano» o con «brazo excavador», o pueden tener en su frente una rueda armada con picas (suelos) y cortadores (rocas). El avance y reacción para excavar se consigue mediante gatos hidráulicos, que se apoyan en el revestimiento prefabricado que se va instalando dentro del escudo metálico que llevan (caso de suelos), o mediante *grippers* o zapatas que se apoyan lateralmente en el terreno (caso de roca), en cuyo caso no es obligatorio llevar el sostenimiento prefabricado. En España se ha usado un escudo doble (gatos y *grippers*) para el caso de roca dura (dolomía) y suelo (marga blanda) en el túnel del trasvase Gua-

diario-Majaceite (Cádiz), con rendimientos de hasta 70 m/día.

En la Ampliación del Metro de Madrid se emplearon 6 tuneladoras de frente cerrado (5 de diámetro 9,40 m y otra de 7,40 m), con avances medios diarios de 8 a 18 m, excavando en materiales del Plioceno algo cementados y del Mioceno (arcillas y yesos) (Figura 10.33). Estas tuneladoras son tipo E.P.B. (*earth pressure balanced*, control de presión de tierras), ya que llevan en el frente una cámara que permite conseguir que el terreno excavado (al que se añade agua y/o espumas) forme una especie de «barro» continuo, al que se le puede aplicar una presión (sin más que extraer mayor o menor cantidad de escombros de la cámara), de forma que en el frente de excavación se consigue dar una presión análoga a la total del terreno, aumentando su estabilidad y reduciendo sus deformaciones. En otros casos (suelos fangosos, gravas y arenas sueltas) en vez de ese «barro» se usa bentonita u otro fluido similar (hidroescudos).



Figura 10.33 Tuneladora «La Chata» utilizada en el Metro de Madrid (cortesía de la Comunidad de Madrid).

10.10

Consideraciones geológico-geotécnicas durante la construcción

Problemas geológico-geotécnicos

Durante la construcción de un túnel pueden presentarse una serie de problemas de índole geológica o geotécnica, cuya incidencia depende principalmente del grado de conocimiento previo del medio geológico. La solución, en gran parte, consiste en afrontar estos problemas anticipadamente, con los medios adecuados y con la previsión suficiente, en base a un adecuado conocimiento del terreno. En muchos túneles, bien por insuficiencia de investigación, o por la propia incertidumbre que siempre subsiste, se producen situaciones imprevistas que pueden constituir un grave riesgo. En consecuencia es necesario, y debe ser norma, complementar los trabajos de reconocimiento durante la fase de excavación del túnel. Los sondeos de avance efectuados en el frente, o desde superficie, incluso las galerías o túneles piloto, constituyen los principales métodos de reconocimiento directo.

Las soluciones constructivas a los problemas geológicos que puedan presentarse dependen básicamente de alguno de los siguientes factores de riesgo:

- Problemas derivados del cruce de fallas, cabalgamientos o zonas de fracturas importantes.

- Contactos entre rocas de muy diferente comportamiento hidráulico o mecánico.
- Descalce de grandes cuñas de roca o inestabilidad de terrenos blandos, sueltos o muy fracturados, especialmente bajo presiones de agua.
- Intersección de planos de cizalla de muy baja resistencia y zonas alteradas.
- Existencia de tensiones importantes que dan lugar a fuertes decompresiones y convergencias.
- Presencia de cavidades.
- Golpes de agua y filtraciones importantes.
- Suelos o rocas expansivas.
- Fenómenos de explosión de rocas o grandes deformaciones bajo cargas elevadas.
- Rocas agresivas (yesos, sulfuros, etc.), abrasivas, aguas ácidas, etc.
- Presencia de gases explosivos o tóxicos y altas temperaturas (de aguas o geotérmicas).

En la Figura 10.34 se muestran varias fallas en un frente de excavación en pizarras y en la Figura 10.35 se presenta la «secuencia» de deformaciones en rocas blandas sometidas a fuertes tensiones.

Además de la identificación del tipo de problema es necesario conocer con suficiente antelación los siguientes datos:

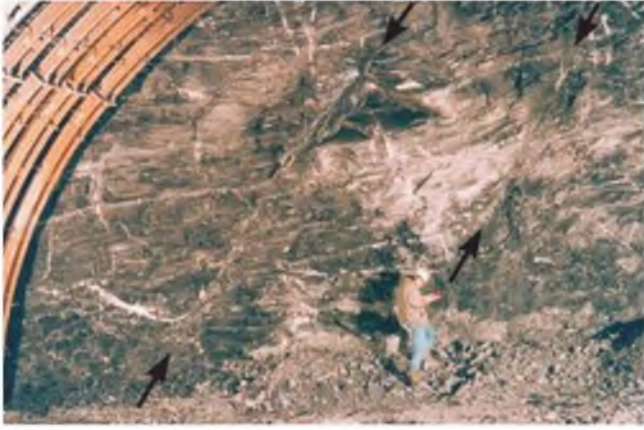


Figura 10.34 Fallas afectando al frente de excavación de un túnel en pizarras de clase IV (cortesía de M. Trimboli).

- Situación o distancia al frente de excavación del problema detectado.
- Espesor de la zona conflictiva y posición con respecto al eje y sección del túnel.
- Tipo de rocas encajantes y condiciones hidrogeológicas del entorno.
- Propiedades básicas del material (plasticidad, expansividad, agresividad, permeabilidad, etc.).
- En caso de filtraciones, posibles caudales y presiones.

La solución constructiva puede implicar la modificación del sistema de excavación y de sostenimiento,

además de tomar medidas adicionales de refuerzo, consolidación o drenaje. En función de la naturaleza del problema, algunas de las **actuaciones características** pueden ser las siguientes:

- Instalar el sostenimiento primario lo más próximo y en el menor plazo posible al frente de excavación.
- Reducir la sección de excavación, llegando incluso a excavar galerías de avance. Desde estas galerías se pueden efectuar trabajos de consolidación, drenaje o impermeabilización.
- Reforzar el techo de la excavación con las medidas descritas anteriormente.
- Reforzar los sostenimientos (aumentar la densidad y longitud de bulones, instalar cerchas, construir contrabóvedas, refuerzo de soleras).
- Consolidar el perímetro de la excavación mediante inyecciones, *jet-grouting* u otras técnicas de mejora del terreno.
- Realizar drenajes o impermeabilizaciones.
- Estabilizar frentes mediante machones centrales, sellados, etc.

En el caso de los **túneles excavados en suelos** (habitualmente túneles urbanos) a los anteriores problemas se añaden los siguientes:

- La presencia de otros túneles urbanos previos (líneas de «metro», colectores, pasos a desnivel, etc.).
- La explotación futura de la obra, que puede obligar a construir túneles con poco recubri-

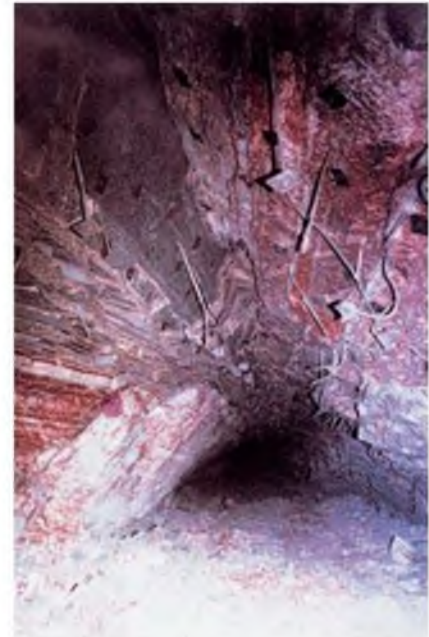


Figura 10.35 Grandes deformaciones en lutitas y sales: a) inicio de roturas en el techo; b) roturas generalizadas con grandes empujes en hastiales; c) cierre casi completo de la excavación con rotura de bulones (fotos L. González de Vallejo).

- miento en zonas de terrenos sin consolidar (e incluso en zonas de antiguas vaguadas rellenas con escombros de demolición, vertederos, etc.).
- La existencia de edificios y estructuras próximas a los que pueden afectar los movimientos que se producen por la excavación del túnel.
- La disposición de los estratos y sus contactos, con zonas alteradas, resistencia baja y alta permeabilidad, como suele ocurrir en el contacto de gravas y arenas con arcillas y margas.
- La posible repercusión del túnel en niveles freáticos próximos y lejanos, tanto durante el periodo de construcción (transitorio, durante el cual puede ser necesario extraer importantes caudales), como durante su explotación, que puede suponer un rebajamiento continuo del nivel freático y/o un obstáculo al flujo subterráneo (con lo que se producen ascensos del nivel freático en sótanos o cavidades cercanas).
- La existencia de niveles de agua en capas arenosas o niveles «colgados» u ocluidos entre dos capas arcillosas impermeables, que originan inestabilidades bruscas en bóvedas y hastiales.
- La presencia, en algunos casos, de líquidos contaminantes como gasolina en las proximidades de estaciones de servicio y queroseno en el entorno de aeropuertos; esto implica la presencia de líquidos peligrosos flotando en la superficie del nivel freático y zonas de terreno con gases volátiles, que puede obligar a descontaminar el terreno previamente a la excavación del túnel.

- Auscultar la respuesta del terreno y de los acuíferos en relación a otras estructuras adyacentes o edificaciones, que puedan verse afectadas por la excavación.
- Control medioambiental: contaminación de ríos, suelos, vertidos de materiales de excavación no reutilizables, etc.
- Control de calidad y de seguridad en obra.

Los **datos geológico-geotécnicos a obtener** durante la excavación son los siguientes:

- Litología y estructura de los frentes y secciones de avance.
- Fallas y zonas de fracturas.
- Discontinuidades singulares.
- Datos para las clasificaciones geomecánicas.
- Filtraciones y gases.

Estos datos deben ser analizados en relación con la estabilidad de la excavación y presentados en plantas y perfiles geológico-geotécnicos del frente, clave y hastiales. Cuando las condiciones geológicas previstas en el proyecto consideren la posibilidad de cortar accidentes tectónicos importantes o de posibles riesgos (terrenos expansivos, cársticos, etc.), es necesario efectuar sondeos en el frente de excavación, desde superficie, e incluso galerías, en función de la importancia de los problemas.

El seguimiento geológico-geotécnico aporta los criterios básicos para definir los sostenimientos y métodos constructivos. Sin embargo, es necesario complementar esta información con los datos de la **auscultación**, es decir la medida sistemática de las deformaciones y tensiones como consecuencia del proceso de excavación y sostenimiento primario. Estas medidas se toman en secciones cuyo espaciado depende de la calidad geomecánica del terreno, del orden de 20 a 50 m, e incluso inferiores en terrenos de mala calidad. Las medidas se efectúan a intervalos frecuentes en las fases inmediatas a la excavación, del orden de una medida diaria en la primera semana y más espaciadas conforme transcurre el tiempo (por ejemplo, una medida semanal al cabo del primer mes).

El **sistema de auscultación** (Figura 10.36) incluye:

- Comprobar los criterios y especificaciones del proyecto sobre los sostenimientos, excavaciones y tratamientos.
- Controlar los problemas de estabilidad, deformaciones y filtraciones.
- Adaptar los sostenimientos, avances y el sistema constructivo a las condiciones de obra.
- Prever y adoptar las medidas adecuadas para evitar desprendimientos, caídas de rocas, grandes filtraciones u otros posibles problemas del terreno.
- Control de movimientos en el sostenimiento y/o revestimiento del túnel, utilizando cintas de convergencia u otros procedimientos ópticos que permitan controlar movimientos horizontales y desplazamientos relativos entre la clave y los hastiales.
- Control de caudales de filtración para conocer las posibles afecciones a los niveles freático y piezométrico; en algunos tuneles se han producido filtraciones que han rebajado el nivel piezométrico en materiales cuaternarios blandos

Control geológico-geotécnico

La construcción de un túnel se afronta siempre con un **grado de indeterminación** debido a las dificultades de investigación y reconocimiento del terreno antes y durante la excavación. Por ello es imprescindible realizar un **control permanente** durante todo el proceso constructivo, de acuerdo con los siguientes objetivos:

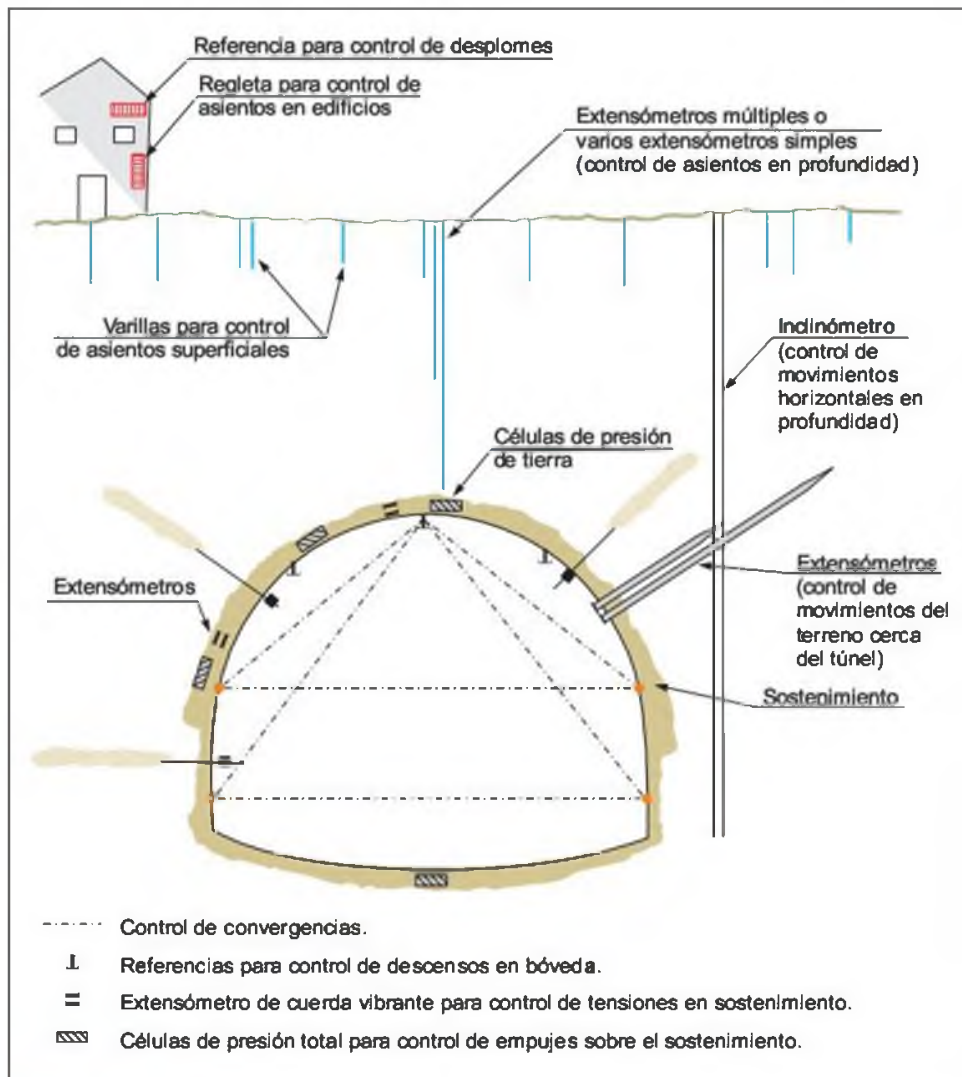


Figura 10.36 Sistemas de auscultación de un túnel.

- próximos al túnel, lo que ha dado lugar a asientos y daños en instalaciones apoyadas en ellos.
- Medida de los desplazamientos en la superficie y el interior del terreno, con extensómetros de varilla aislados y múltiples e inclinómetros.
- Control de movimientos en edificios próximos: asientos y desplomes.
- Control de presiones de tierras sobre el túnel (células de carga) y de deformaciones (extensómetros de cuerda vibrante, por ejemplo) en el sostenimiento o revestimiento.

Los resultados de la auscultación deben estar disponibles diariamente y presentarse en gráficos de movimientos/diario, o movimientos/distancia al frente. La interpretación del conjunto de medidas permite conocer el grado de seguridad de la obra y su posible afec-

ción a las instalaciones próximas. En el Apartado 6.6 del Capítulo 6 se describen los sistemas de instrumentación citados.

Influencia de la excavación en estructuras próximas

En el caso de túneles urbanos es preciso tener en cuenta sus repercusiones en edificios e instalaciones próximas, dado que los movimientos que inducen las excavaciones pueden oscilar entre algún milímetro y unos 200 mm, según la consistencia del terreno, proceso constructivo seguido, etc. Habitualmente, la ley de asientos superficiales, fruto de la decompresión que origina del túnel, se asimila a una ley de Gauss, la

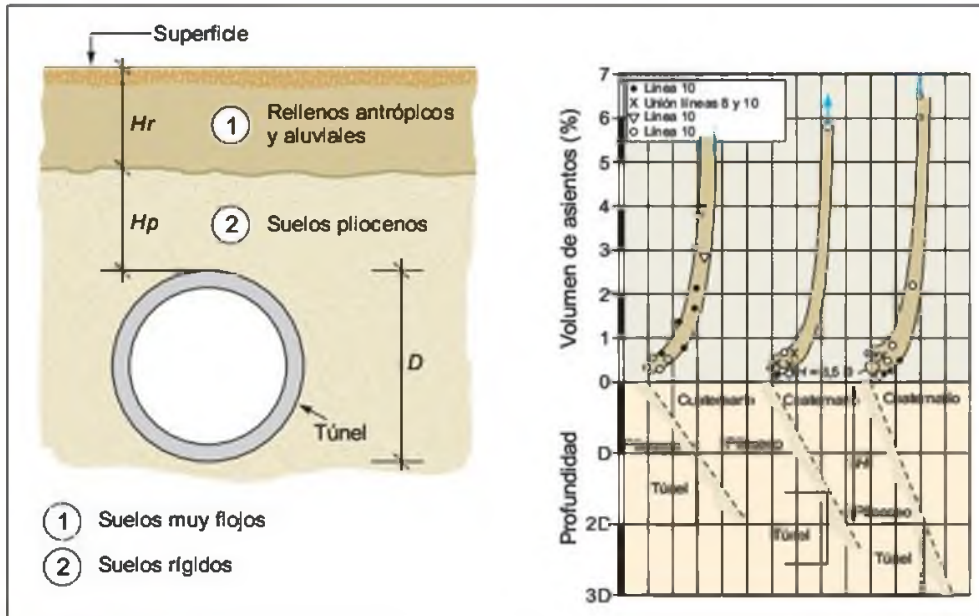


Figura 10.37 Análisis de subsidencia (Oteo, 2000a).

cual se define por dos parámetros: la distancia desde el centro de simetría de la curva a la posición del punto de inflexión, i , y el asiento máximo (δ , o el volumen de asientos, V_s ; la relación entre estos parámetros es:

$$V_s = 2,5i\delta_{\max}$$

El volumen V_s varía normalmente entre 0,25 % y el 8-10 % de la sección del túnel excavado, según la calidad del proceso, la velocidad de avance, el tipo de terreno atravesado, etc.

A partir de la experiencia obtenida en las operaciones de instrumentación de la Ampliación del Metro de Madrid y otros estudios anteriores, se ha deducido el llamado «Método Madrid» de cálculo de subsidencia. Partiendo de un modelo simplificado del terreno (Figura 10.37), en que se supone que hay un terreno más flojo superior y uno más rígido inferior, el volumen de asientos se deduce de dicha figura, en la que se puede obtener el volumen de asientos, V_s , expresado como porcentaje de la sección excavada, en función de la profundidad del eje del túnel. En esa figura se definen tres posiciones del túnel (profundidades hasta su eje, H , de $1,5 D$, $2 D$ y $2,5 D$, siendo D su diámetro) y, en cada caso, se dibuja una línea inclinada que indica el espesor de relleno sobre el Plioceno (según el esquema estratigráfico de la misma Figura 10.37). Definida H y el espesor de relleno sobre la

clave del terreno del túnel, se puede determinar con esa Figura 10.37 el volumen de asientos V_s ; la expresión para i sería (Sagasta y Oteo, 1974):

$$i/D = \eta(0,52H/D - 0,21)$$

donde D es el diámetro del túnel, H la profundidad de su eje y η vale entre 0,75 y 1,25 (mayor valor cuanto más arenoso sea el terreno rígido). En caso de presurizar el frente y aplicar presiones apreciables, puede reducirse el valor del asiento calculado a los menores valores de los indicados en la Figura 10.37, e incluso al 60 % de esos valores. Para presiones altas pueden llegarse a producir levantamientos de 1-2 mm.

En túneles al abrigo de pantallas continuas puede utilizarse la Figura 10.38 para estimar los movimientos que se producen en su trasdós.

Una vez confirmado si el movimiento deducido es capaz de dañar edificios próximos (estudiando su estado y rigidez relativa), puede decidirse:

- Expropiarlo (si está en muy mal estado).
- Recalzarlo, con los inconvenientes y molestias que ello supone a los usuarios.
- Utilización de barreras de inyecciones entre edificio y túnel para cortar asientos.
- Efectuar inyecciones de compensación para limitar y compensar los asientos que puede sufrir el edificio o instalación.

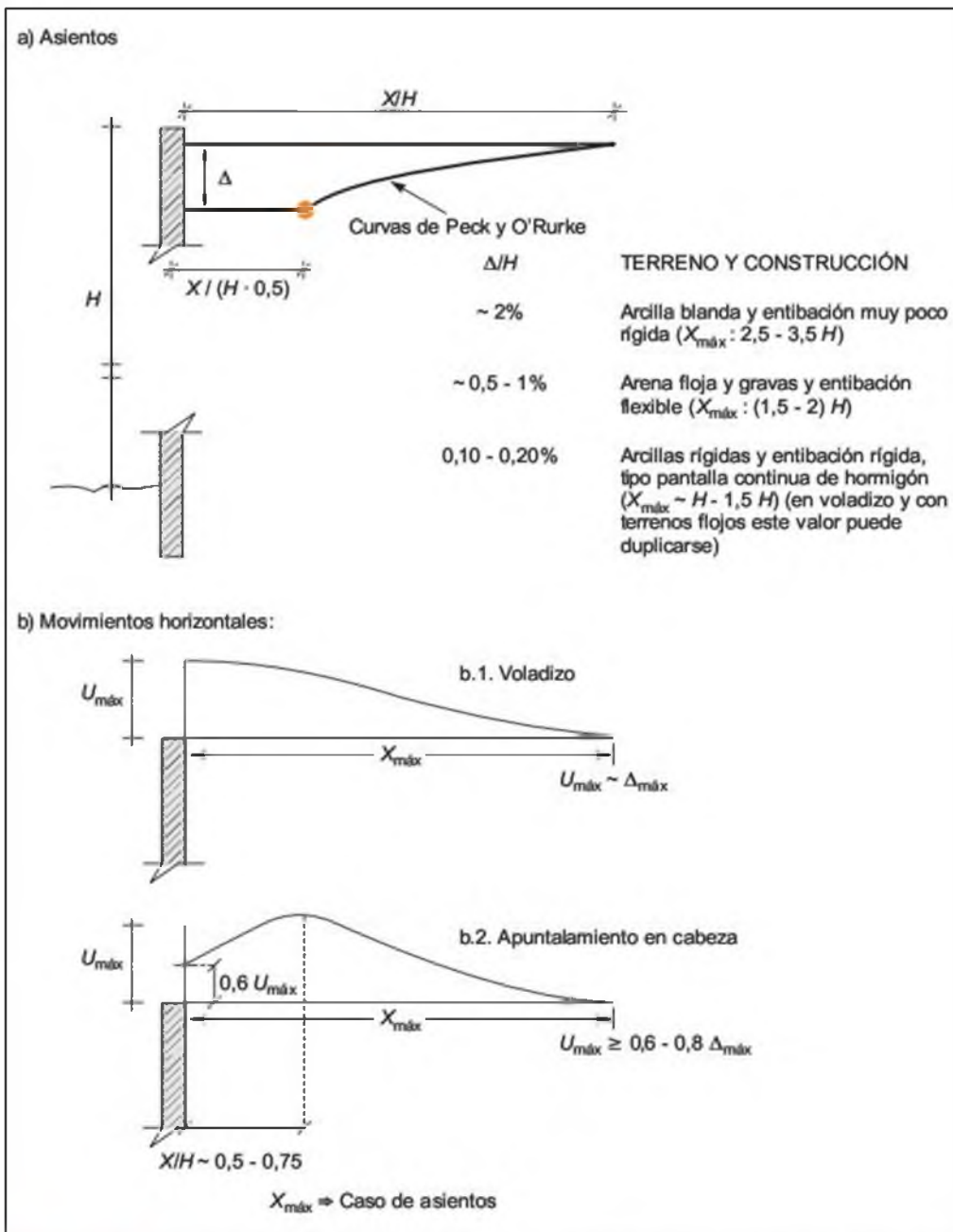


Figura 10.38 Rango de movimientos producidos en superficie por la excavación de pantallas (Oteo, 2000b).

Bibliografía recomendada

Geoconsult, S. A. (1996). Manual de túneles interurbanos de carreteras. Dpto. de Carreteras del Gobierno Vasco. Vitoria.

Hoek, E., Kaiser, P. K. and Bowden, W. F. (1995). Support of underground excavations in hard rock. Balkema.

López Jimeno, Ed. (1997). Varios autores. Manual de túneles y obras subterráneas. Entorno Gráfico, Madrid.

López Jimeno, Ed. (1998, 1999, 2000 y 2001). Varios autores. Ingeotúneles, vols. 1, 2, 3 y 4. Entorno Gráfico, Madrid.

Referencias bibliográficas

- Barton, N. Lien, R. and 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. (2000). El sistema Q para la selección del sostenimiento con el método noruego de excavación de túneles. En: *Ingeotúneles*, vol. 3. Cap. 3. Ed. López Jimeno. Entorno Gráfico, Madrid.
- Bieniawski, Z. T. (1979). The geomechanics classification in rock engineering applications. *Proc. 4th Int. Conference on Rock Mechanics*. Montreaux. Balkema, vol. 2, pp. 41-48.
- Bieniawski, Z. T. (1989). Engineering rock mass classifications. John Wiley and Sons.
- Celada, B. (1997). Diseño del sostenimiento de túneles. En: *Manual de túneles y obras subterráneas*. Cap. 12. Ed. López Jimeno. Entorno Gráfico, Madrid.
- Díaz Méndez, B. (1997). Clasificación de los terrenos según su excavabilidad. En: *Manual de túneles y obras subterráneas*. Cap. 5. Ed. López Jimeno. Entorno Gráfico, Madrid.
- Franklin, J. (1974). Rock quality in relation of the quarrying and performance. 2nd I.A.E.G. Sao Paulo, Brasil.
- Galera, J. M. (1997). Caracterización geotécnica de macizos rocosos. En: *Manual de túneles y obras subterráneas*. Cap. 4. Ed. López Jimeno. Entorno Gráfico, Madrid.
- Geoconsult, S. A. (1996). Manual de túneles interurbanos de carreteras. Dpto. de Carreteras del Gobierno Vasco. Vitoria.
- Giner, J. L. (1996). Análisis neotectónico y sismotectónico en el sector centro-oriental de la Cuenca del Tajo. Tesis Doctoral. Dpto. de Geodinámica, Universidad Complutense de Madrid.
- González de Vallejo, L. I. (1981). Métodos de clasificación de masas rocosas aplicados al proyecto de construcción del túnel del Salto del Duque. Simposio sobre el Uso Industrial del Subsuelo, SEMR, Madrid. Tomo 1, pp. 1-4.
- González de Vallejo, L. I. (1985). Tunneling evaluation using the surface rock mass classification system SRC. *Inter. Symp. ISRM on the role of Rock Mechanics in Excavations for Mining and Civil Works*. Zacatecas, México.
- González de Vallejo, L. I. (2003). SRC rock mass classification of tunnels under high tectonic stress excavated in weak rocks. *Engineering Geology*, 69, 273-285.
- González de Vallejo, L. I., Serrano, A. A., Capote del Villar, R. y de Vicente, G. (1988). Rock stress in Spain and its assessment by empirical methods. *Inter. Symp. on Rock Mechanics and Power Plants*. ISRM, Madrid.
- Goodman, R. E., Moyer, D. G., Van Schalkwyk, A. and Javandel, I. (1965). Ground water inflows during tunnel driving. *Bull. Assoc. Engineering Geologists*, vol. 2, n.º 1.
- Hansen, L. and Martna, J. (1988). Influence of faulting on rock excavation. *Inter. Symp. on Rock Mechanics and Power Plants*. ISRM, Madrid. Vol. 1. Balkema.
- Hoek, E. and Brown, E. T. (1980). Underground excavations in rock. *Inst. of Mining and Metallurgy*. London.
- Melis, M. y Trabada, J. (2000). Construcción en 39 meses de 8 km de túnel por el método clásico de Madrid. *Revista de Obras Públicas*, n.º 3.405, pp. 25-40, Madrid.
- Ortuño, L. (1998). Emboquille de túneles. En: *Ingeotúneles*, vol. 1. Cap. 4, pp 145-167. Ed. Entorno Gráfico, Madrid.
- Oteo, C. (1998). El nuevo método austriaco y su filosofía real. En: *Ingeotúneles*, vol. 1. Cap. 5, pp. 169-214. Ed. López Jimeno. Entorno Gráfico, Madrid.
- Oteo, C. (2000a). Actuaciones en el terreno en ámbito urbano. *Simposio sobre Geotecnia de las Infraestructuras del Transporte*, Barcelona, pp. 673-86.
- Oteo, C. (2000b). Problemática geotécnica de las obras subterráneas en las áreas metropolitanas andaluzas. *II Congreso Andaluz de Carreteras*. Cádiz. Vol. 1, pp. 57-83.
- Rodríguez Ortiz, J. M. (1999). Métodos de sostenimiento. Revestimientos. Curso de Ingeniería Geotécnica de Túneles. Grupo Editorial Universitario, Granada, pp. 135-166.
- Romana, M. (1994). Clasificación de macizos rocosos para la excavación mecánica de túneles. *Ingeopres* n.º 18, Madrid.
- Romana, M. (2000). Uso de las clasificaciones geomecánicas en las boquillas de túneles. *Ingeopres* n.º 83, pp. 18-24, Madrid.
- Sagaseta, C. y Oteo, C. (1974). Análisis de la subsidencia originada por la excavación de túneles. 1.º Simposio Nac. sobre Túneles, Madrid, vol. 1, art. 10.
- Sheorey, P. R. (1994). A theory for in situ stresses in isotropic and transversely isotropic rock. *Int. J., Rock Mech. Mining Sci.*, n.º 31(1), 23-24.
- Sing, B., Jethwa, J. C. y Dube, A. K. (1992). Correlation between observed support pressure and rock mass quality. *Tunnelling and Underground Space Tech.* Pergamon, vol. 7, n.º 1, pp. 59-74.
- Waggoner, E. B. and Daugharty, C. W. (1985). Geologic site investigations for tunnels. *Underground Space*, vol. 9, pp. 109-119.

An aerial photograph showing a large-scale dam construction project in a mountainous, arid landscape. The dam structure is composed of several concrete spillways and a central powerhouse area. The surrounding terrain is rugged and rocky, with some sparse vegetation. The dam is currently under construction, with visible scaffolding and construction equipment.

CAPÍTULO 11

PRESAS

CONTENIDO

1. Introducción
2. Tipos de presa y estructuras auxiliares
3. Metodología de los estudios geológicos y geotécnicos
4. Reconocimientos geológicos e investigaciones *in situ*
5. Criterios geológico-geotécnicos de selección de presas
6. Materiales geológicos para la construcción de presas
7. Estanqueidad de embalses
8. Permeabilidad de cerradas
9. Estabilidad de laderas en embalses
10. Condiciones geológico-geotécnicas de cimentación de presas
11. Neotectónica y sismicidad natural e inducida



Introducción

Las presas constituyen una de las obras de ingeniería de mayor importancia para el desarrollo de un país, en sus distintas finalidades: para regadío, abastecimiento, control de avenidas y producción de energía eléctrica (19 % del suministro mundial), entre otros múltiples usos, como el almacenamiento de residuos mineros. El crecimiento económico está directamente relacionado con la construcción de presas, existiendo más de 45.000 grandes presas en todo el mundo (aquellas cuya altura es superior a 15 m o cuya capacidad de embalse supera los 3 millones de metros cúbicos). La escasez de recursos hídricos es una de las mayores necesidades a nivel mundial; más de mil millones de personas no disponen del agua mínima necesaria (50 l/persona/día), mientras que en los países industrializados se consume entre 4 y 14 veces la cantidad citada.

Países como China, con más de 22.000 presas (50 % del total de las presas del mundo), frente a las 22 que existían en 1949, están inmersos en grandes proyectos hidráulicos. Sin embargo, en Europa y, en general en el mundo industrializado occidental, desde 1990 se ha producido un brusco descenso en la construcción de presas, debido en gran parte a la oposición social a estas obras. España ocupa el cuarto lugar mundial con 1.196 presas construidas hasta el año 2000, siendo el tercer país en presas destinadas a abastecimiento.

Los **problemas medioambientales** son uno de los temas más debatidos para descartar la construcción de nuevas presas. Algunos de los problemas a considerar en este ámbito son la colmatación de sedimentos y la salinización de suelos. La sedimentación afecta a gran parte de los embalses, estimándose que anualmente se pierde entre el 0,5 y el 1 % de la capacidad total de embalse por sedimentación en todo el mundo. La salinización de suelos, producida como consecuencia de la elevación del nivel freático, afecta al 20 % de las zonas reguladas por embalses, lo que implica la improductividad agrícola del suelo.

Otros factores medioambientales, como la erosión y pérdida de suelo, deslizamientos, sismicidad inducida, eutrofización, efectos climáticos, modificación de la dinámica fluvial, junto a los impactos sociales (40 millones de personas desplazadas en todo el mundo por causa de los embalses) y económicos (muchos países endeudados por la construcción de presas), son objeto de la actual controversia entre las necesidades de recursos hídricos, el desarrollo sostenible y las consecuencias medioambientales.

La **seguridad de las presas** es otro factor importante frecuentemente debatido entre los detractores de estas obras. Sin embargo, la seguridad de las presas es muy alta, habiendo aumentando notablemente en las últimas décadas, con un 0,5 % de roturas registradas a partir de 1950, frente al 2,2 % con anterioridad a 1950. No obstante, es significativo que la mayoría de los fallos han tenido su causa en problemas geológicos. En las presas de hormigón el 21 % de las roturas han tenido su origen en la cimentación, y en las presas de materiales sueltos el 31 % de los fallos se han debido igualmente a causas del terreno (erosión interna y cimentación).

La relación entre seguridad de presas y geología constituye uno de los temas de investigación más importantes en mecánica de rocas e ingeniería geológica desde los años 60, ya que muchos de los accidentes más graves se han debido al fallo de cimentaciones. Entre estos accidentes destacan los ocurridos en las presas de Malpasset (Francia) en 1959, Vajont (Italia) en 1963 y Teton (EE.UU.) en 1975. Aunque los problemas fueron distintos en los tres casos, las roturas estuvieron relacionadas con el comportamiento geológico del terreno.

En **Malpasset**, la estructura del macizo (gneises y esquistos) con buzamiento hacia aguas abajo era favorable a la estabilidad del conjunto presa-cimentación. Los estudios geológicos del proyecto no identificaron, o al menos no consideraron debidamente, una falla transversal a la esquistosidad situada en la ladera izquierda. Las presiones intersticiales resultantes del llenado del embalse crearon las condiciones necesarias para la rotura de un gran bloque definido por estas discontinuidades. El fallo de la cimentación de la presa, una bóveda de 66.5 m, produjo el colapso de la misma y el vaciado inmediato del embalse, (en el Apartado 11.10 se trata con más detalle esta rotura), perdiendo la vida 421 habitantes del pueblo de Frejus como consecuencia de la inundación producida.

El ejemplo de **Vajont** es bien distinto. La catástrofe, que causó la muerte de 2.018 personas, fue consecuencia de un gran deslizamiento de unos 300 millones de metros cúbicos sobre el embalse, lo que produjo una ola gigantesca (alrededor de 70 m de altura) que sobrepasó la presa sin destruirla (una bóveda de 265 m de altura), y provocó la inundación y destrucción de gran parte de la localidad de Longarone, y otros núcleos urbanos del valle del río Piave. En



Figura 11.1 La presa de Vajont vista desde aguas abajo, en la actualidad (foto González de Vallejo).

este caso, los estudios de estabilidad de la ladera izquierda no previeron la magnitud de los posibles deslizamientos, a pesar de las numerosas evidencias de movimientos en las laderas. Las principales causas del movimiento fueron (Semenza y Ghirotti, 2000):

- Preexistencia de un paleodeslizamiento.
- Estructura geológica favorable a la rotura.
- Presencia de un nivel arcilloso en la superficie de rotura de muy baja resistencia.
- Acuífero por debajo del citado nivel arcilloso, con elevada carga hidráulica.
- Sucesivos llenados y vaciados bruscos del embalse.

En las Figuras 11.1 y 11.2 se muestran vistas de la presa y del embalse después del desastre.

La presa de Teton, de 93 m de altura, estaba construida con materiales sueltos apoyados sobre tobas riolíticas muy fracturadas y permeables. La presa tenía un núcleo central formado por limos arcillosos poco plásticos y muy erosionables. Algunos meses después del llenado del embalse se observaron surgencias en el talud de aguas abajo de la presa junto al estribo derecho, que fueron aumentando y, en pocas horas, la percolación a través del cuerpo de presa provocó un gran hueco en la estructura y su rápido colapso. Afortunadamente fue posible salvar muchas vidas a pesar del corto tiempo transcurrido entre las primeras sur-

gencias de agua y la rotura total, habiendo sólo 14 muertos. La causa de la rotura fue la erosión interna, al no controlarse suficientemente el flujo de agua a través de la cimentación de la presa con un tratamiento adecuado. El tipo de material del núcleo y otros aspectos del proyecto también influyeron en el accidente.

En la actualidad, el gran desarrollo de la ingeniería geológica y de la mecánica de rocas posibilita que los estudios geológicos para el proyecto de presas detecten los posibles problemas de cimentación, de materiales o de estabilidad de laderas, analizando su influencia en la estabilidad y seguridad de las presas y permitiendo la adopción de las medidas necesarias de corrección.

Las fuentes de información sobre presas en sus múltiples aspectos son las siguientes: la Comisión Internacional de Grandes Presas (ICOLD) y, en España, el Comité Nacional Español de Grandes Presas (CNEGP); ambas organizaciones técnicas dedicadas al estudio de las presas. Con un alcance más general, que incluye aspectos sociales y económicos, está la Comisión Mundial de Presas (WCD). Las Sociedades Internacionales de Mecánica de Rocas, Suelos e Ingeniería Geológica también dedican parte de su actividad a las presas, especialmente a aspectos geológicos y geotécnicos.



Figura 11.2 La presa de Vajont vista desde aguas arriba en la actualidad; obsérvese la masa deslizada ocupando el vaso. La presa no sufrió daños importantes (foto González de Vallejo).

11.2

Tipos de presa y estructuras auxiliares

Tipos de presa

Las presas pueden clasificarse en función de su material de construcción en dos grupos: presas de materiales sueltos y presas de fábrica.

Presas de materiales sueltos

La principal característica de estas presas es el tipo de material utilizado para su construcción. En principio, la gran mayoría de materiales geológicos son aceptables, excepto los que se pueden alterar, disolver o

evolucionar modificando sus propiedades (Apartado 11.6). El sistema de construcción consiste en la compactación de materiales dispuestos por tongadas, según los procedimientos descritos en el Capítulo 12.

Los tipos más característicos de presas de materiales sueltos son (Santos, 1992):

- **Presas de sección homogénea.** Toda o casi toda la sección transversal está constituida por un mismo material, formado por tierras compactadas de baja permeabilidad. Para controlar las filtraciones a través de la presa se pueden utilizar diferentes tipos de drenes como recoge la Figura 11.3a).

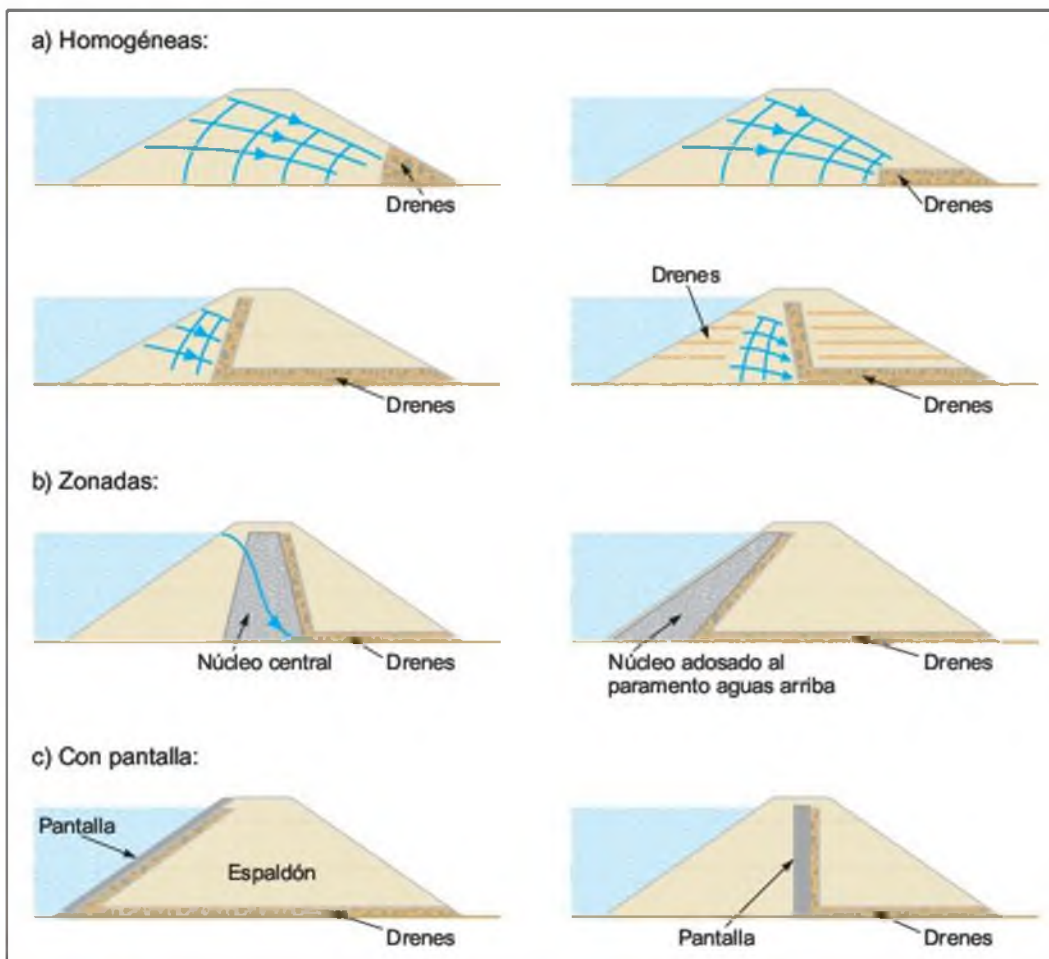


Figura 11.3 Esquemas de tipos de presa de materiales sueltos.



Figura 11.4 Presa de Guadarranque (Cádiz) sobre areniscas y margas del Eoceno; presa de tierras con núcleo de arcilla de 71 m de altura; en primer plano el aliviadero y al fondo la torre de toma (cortesía del CNEGP).

- **Presas zonadas con núcleo impermeable de arcilla.** Constan de dos o más tipos de materiales. La zona de menor permeabilidad o núcleo ejerce las funciones de elemento impermeable. La anchura del núcleo y su posición dentro de la sección, respecto al resto de los materiales o espaldones, pueden ser muy diversos (Figura 11.3b).
- **Presas de pantalla.** El elemento impermeable consiste en una pantalla relativamente delgada o lámina. Los materiales más empleados para pantallas son hormigones asfálticos, hidráulicos, materiales poliméricos o bituminosos, entre otros (Figura 11.3c).



Figura 11.5 Presa de Canales (Granada) vista desde aguas arriba, sobre areniscas y margas limosas; presa de materiales sueltos de 156 m de altura, con espaldones de escollera y núcleo central de arcillas; obsérvese la torre de toma (foto L. González de Vallejo).

- **Presas de escollera,** en las cuales el material que forma la presa son fragmentos rocosos de diferente granulometría.

En las Figuras 11.4 y 11.5 se muestran ejemplos de presas de materiales sueltos y en la Figura 11.6 se presenta una sección típica de una presa zonada.

Presas de fábrica

Las presas de fábrica son todas, actualmente, de hormigón y pueden adoptar distinta geometría dependiendo del terreno de cimentación y la morfología de la cerrada. Los tipos más importantes son:

- **Presas de gravedad.** Su sección transversal es resistente por sí sola sin colaboración mecánica de los estribos del valle. Requieren, en general, mayor volumen de hormigón en comparación con otras presas de hormigón. Precisan un terreno de cimentación resistente, formado por un sustrato rocoso a poca profundidad. En la Figura 11.7 se muestra un ejemplo de presa de gravedad.
- **Presas de contrafuertes.** Son presas de gravedad aligeradas formadas por elementos estructurales transversales a la sección, o contrafuertes, con objeto de reducir volumen de obra de fábrica y disminuir subpresiones, entre otros fines. Requieren terreno de cimentación muy resistente, concentrándose las cargas en los apoyos de los citados contrafuertes. Generalmente se sitúan en valles amplios y de poca altura. En la Figura 11.8 se muestra un ejemplo de presa de contrafuertes.
- **Presas arco-gravedad.** Para reducir la sección de las presas de gravedad se dispone su planta en arco, con objeto de transmitir parte de las cargas a los **estribos** (apoyos laterales de la presa sobre las márgenes de la cerrada).
- **Presas arco-bóveda.** Constituyen las de mayor complejidad de diseño, análisis y construcción, pues se trata de estructuras muy esbeltas, de planta y sección curvas, en que se aprovecha la alta resistencia del terreno de cimentación para disminuir notablemente el volumen de hormigón. Las condiciones de deformación del sustrato rocoso en la cerrada deben ser compatibles con las previsiones de deformación de la presa. Las presas de arco-bóveda se caracterizan por transmitir los empujes a los estribos; no sólo precisan de un terreno de cimentación altamente resistente, sino que la orientación y resistencia de las discontinuidades sea la necesaria para asegurar la estabilidad de los estribos. Pue-

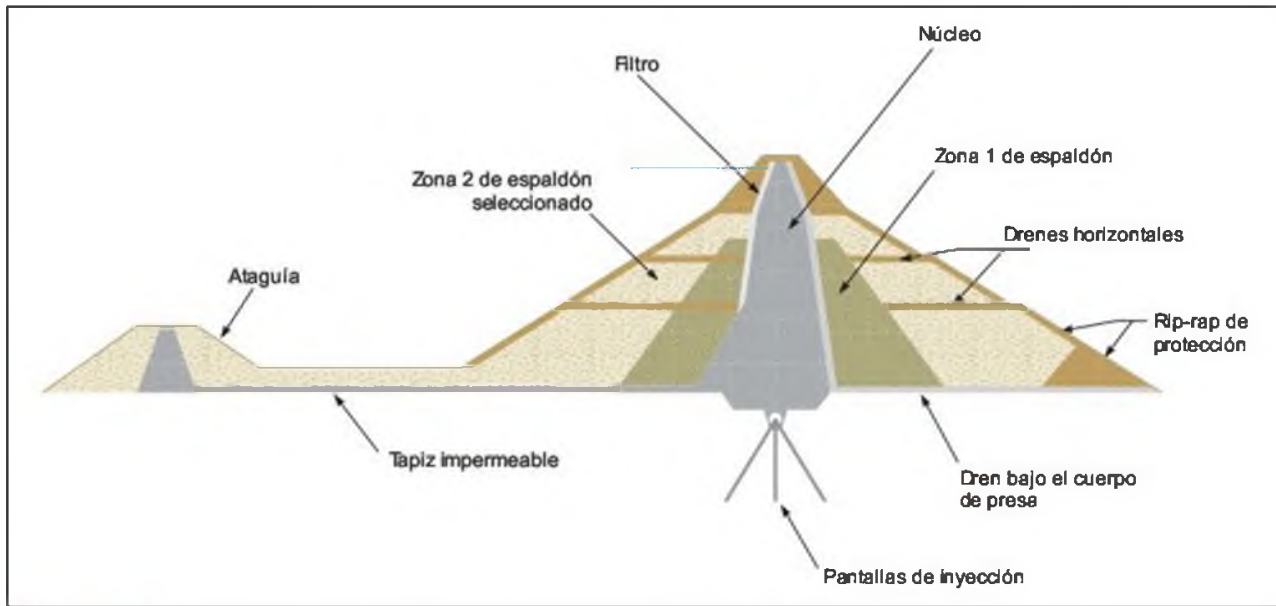


Figura 11.6 Sección transversal de la presa de materiales sueltos de Giribaile, Jaén.



Figura 11.7 Presa de Sancho (Huelva), de gravedad, de 50 m de altura (cortesía del CNEGP).

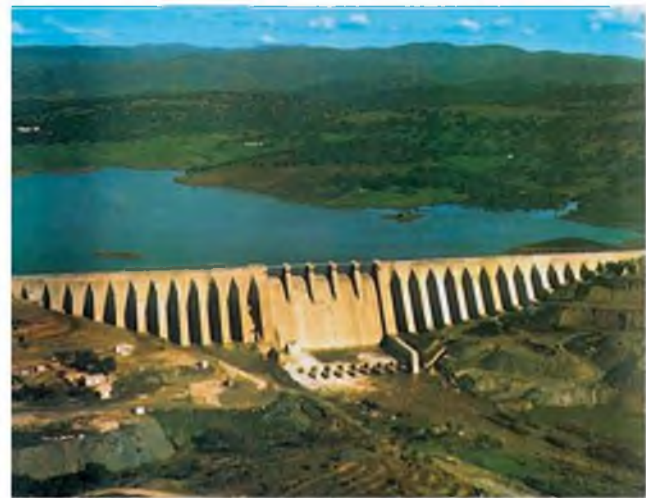


Figura 11.8 Presa de Aracena (Huelva), sobre pizarras del Silúrico; presa de contrafuertes de 60 m de altura (cortesía del CNEGP).

den alcanzar alturas muy elevadas y son características de valles estrechos. En la Figura 11.9 se muestra un ejemplo de presa de bóveda.

- **Presas de hormigón compactado.** En los últimos veinte años se ha desarrollado considerablemente la técnica del hormigón compactado con rodillos (HCR), que consiste en construir la presa con los equipos y técnicas de las presas

de materiales sueltos. El hormigón se coloca en capas de espesor variable del orden de 30 cm, extendidas con palas y compactadas con rodillos vibradores. Las presas de hormigón compactado se comportan, en general, como las de gravedad, aunque se las puede atribuir un efecto arco a través de una geometría curva.

En la Figura 11.10 se muestran varias secciones típicas de presas de hormigón.



Figura 11.9 Presa de Canelles (Pirineo de Lérida) sobre calizas del Cretácico; presa bóveda de 151 m de altura (cortesía del CNEGP).

Estructuras auxiliares

■ ATAGUÍAS

Son construcciones a modo de diques de altura reducida, que permiten la desviación temporal del río durante la construcción de la presa. En valles muy estrechos la desviación se realiza normalmente mediante un túnel o túneles excavados en las laderas. Estas construcciones se adecúan a una utilización posterior para desagüe o alimentación en carga de una central hidroeléctrica. En valles de sección amplia pueden adoptarse otras soluciones, como túneles de desvío, canales o conductos que posteriormente quedarán enterrados bajo la presa como elementos funcionales de desagüe o drenaje. En presas de materiales sueltos es frecuente que la atagüa quede incluida en la sección prevista de la presa (Figura 11.6).

■ ALIVIADEROS

Son las estructuras que permiten el vaciado del embalse a través de la propia presa o por medio de estructuras independientes. Se diseñan para caudales máximos estimados en base al estudio de las series históricas de precipitación, conocidas o evaluadas, en la cuenca de recepción afectada por la cerrada. La localización y configuración del aliviadero depende del tipo de presa, y de las condiciones topográficas o geológico-geotécnicas de la cerrada y su entorno. En las presas de materiales sueltos el aliviadero se construye con independencia al cuerpo de presa (ver Figura 11.4).

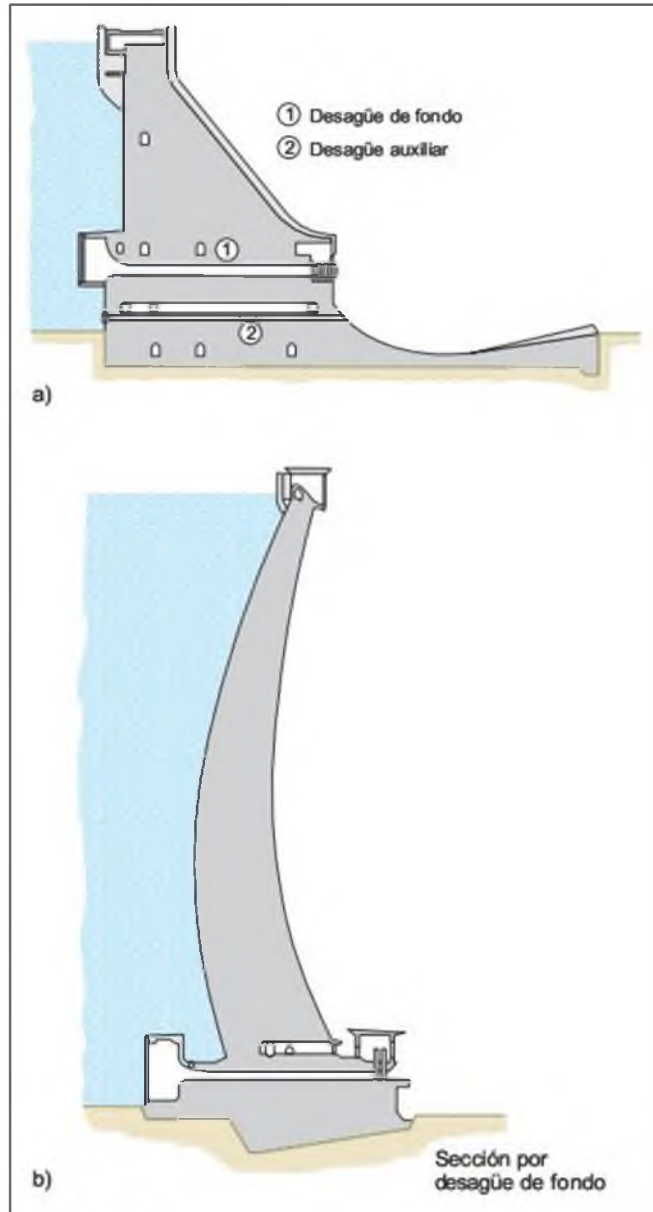


Figura 11.10 Ejemplos de secciones de presas de hormigón: a) presa de gravedad, b) presa bóveda.

En una presa de materiales sueltos la insuficiencia de aliviadero puede producir su rotura. Aun antes de volcar las aguas, la rompiente de las olas puede abrir brechas en coronación, que determinan el paso de las aguas y el arrastre de la presa (como sucedió en la rotura de la presa de Tous en Valencia en 1982).

En las presas de fábrica el vertedero puede ser libre o de compuertas, y se construye sobre el cuerpo de presa o bien mediante aliviaderos laterales con trampolín (ver Figuras 11.7 y 11.8). Estas presas están provistas de uno o más desagües de fondo.

■ DESAGÜES DE FONDO

Se utilizan para vaciar el embalse desde los niveles que no alcanzan las tomas, con el fin de eliminar en parte los sedimentos que hayan podido producirse, reforzar la capacidad de desagüe o realizar inspecciones y corregir filtraciones (ver Figura 11.10).

■ TOMAS DE AGUA

Consisten en estructuras que permiten desaguar el embalse a distintas alturas. Su número y capacidad dependen del volumen embalsado, de los servicios que haya que abastecer y de la profundidad del agua (ver Figura 11.5).

■ CIERRES DE DESAGÜES

Son los sistemas que permiten regular el funcionamiento de tomas y desagües de fondo.

■ COMPUERTAS DE ALIVIADERO

Son instalaciones mecánicas para el control del caudal de salida sobre el aliviadero. Son desaconsejables en presas de materiales sueltos.

■ APROVECHAMIENTOS HIDROELÉCTRICOS

En la Figura 11.11 se muestra un aprovechamiento hidroeléctrico para la generación de energía eléctrica,

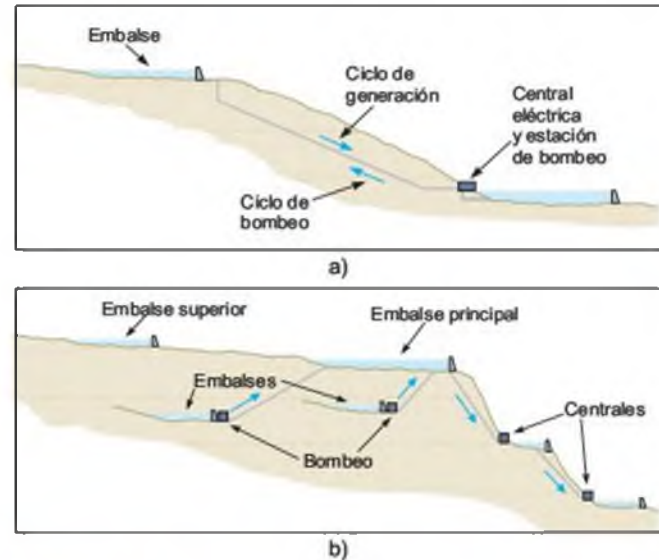


Figura 11.11 Esquemas de aprovechamientos hidroeléctricos: a) sistema simple de ciclo reversible, b) sistema de almacenamiento y bombeo con embalses subsidiarios situados a cotas intermedias.

utilizando las horas de menor demanda de potencia mediante el bombeo de caudales a un embalse superior, para después generar energía con el descenso del agua en horas «punta» de demanda. En este tipo de aprovechamiento se destacan las centrales hidroeléctricas (exteriores y subterráneas), y los túneles de transvase y de carga.

11.3

Metodología de los estudios geológicos y geotécnicos

Los estudios geológicos y geotécnicos de presas se desarrollan en consonancia con las distintas fases del proyecto y construcción de una presa. En el Cuadro 11.1 se muestra la secuencia de estos estudios, cuyo desarrollo es el siguiente:

1. Estudios previos y de factibilidad

Su objeto es establecer la **viabilidad de la presa** según los siguientes criterios geológicos:

- **Ausencia de riesgos geológicos** significativos para la seguridad de la presa y el embalse (grandes deslizamientos, intensa carstificación, fallas

activas en la cerrada en zonas de alta sismicidad, etc.).

- **Condiciones geomorfológicas** de la cerrada adecuadas para la posible construcción de la presa.

2. Estudios de soluciones y de anteproyecto

Los objetivos son aportar criterios geológicos para la **selección del tipo de presa** y la **cerrada** más adecuada, bajo el punto de vista técnico, económico y medioambiental (la cerrada es el lugar de emplazamiento de la presa). Los aspectos geológicos y geotécnicos a considerar son los siguientes:

Secuencia de los estudios del terreno para presas

Fases	Estudios geológico-geotécnicos
Estudios de viabilidad, de soluciones y de anteproyecto	Estudios geológicos regionales <ul style="list-style-type: none"> — Investigación geológica — Impermeabilidad del vaso — Estabilidad de laderas — Aterramientos y subsidencias — Préstamos
	Estudios previos de cerradas <ul style="list-style-type: none"> — Estructura geológica — Reconocimiento geofísico — Permeabilidad
Proyecto de construcción	Caracterización de la cerrada <ul style="list-style-type: none"> — Macizos rocosos — Suelos
	Problemas específicos <ul style="list-style-type: none"> — Resistencia y deformabilidad — Permeabilidad — Obras auxiliares — Otros problemas
Desvío del río, excavaciones, construcción	Estudios durante la construcción <ul style="list-style-type: none"> — Cartografía detallada — Controles geofísicos — Ensayos de resistencia y deformabilidad — Ensayos de inyectabilidad — Otros reconocimientos — Archivo técnico de la presa
Explotación	Estudios de evaluación <ul style="list-style-type: none"> — Primer llenado — Situaciones de emergencia — Resolución y análisis de la seguridad — Presas con archivo técnico deficiente — Abandono de presas

(Modificado de CNEGP, 1999.)

- Disponibilidad de materiales de construcción.
- Resistencia, estabilidad y permeabilidad de la cimentación.
- Estabilidad de las laderas del embalse.
- Hidrogeología del embalse.
- Condiciones sismotectónicas.

3. Estudios para el proyecto de construcción

Sus objetivos son aportar los criterios geológico-geotécnico para el diseño de la presa y sus estructuras auxiliares, tratamientos del terreno y soluciones constructivas. Los aspectos a estudiar son:

- Caracterización geotécnica detallada de la cimentación de la presa.
- Estudio geotécnico para el emplazamiento de las estructuras auxiliares.
- Estudio sísmico y neotectónico.
- Tratamientos de mejora e impermeabilización.
- Recomendaciones constructivas.

4. Control geológico-geotécnico durante la construcción

Su objetivo es verificar las condiciones geológicas encontradas durante la construcción, adaptar las soluciones de proyecto y controlar los tratamientos de mejora del terreno, desarrollándose los siguientes trabajos:

- Verificación de las condiciones de proyecto y adaptación a la obra.
- Seguimiento y control de los trabajos de excavación, cimentación y tratamientos del terreno.

5. Seguimiento durante la explotación

Su objetivo es la observación y vigilancia del comportamiento del terreno y la presa durante su explotación, en particular:

- Interpretación geotécnica de los resultados de las medidas de instrumentación y auscultación durante el llenado del embalse y puesta en servicio de la presa.
- Control de filtraciones, subpresiones, movimientos en laderas y sismicidad inducida, entre otros.

11.4

Reconocimientos geológicos e investigaciones *in situ*

Las investigaciones *in situ* para presas dependen tanto de las condiciones geológicas como del tipo de presa, sus dimensiones y estructuras auxiliares, debiendo adaptar en cada caso los reconocimientos a las condiciones del proyecto. Los criterios generales de investigaciones *in situ* siguen las directrices dadas en el Apartado 6.1 del Capítulo 6, referentes a la planificación de dichas investigaciones, cuyo desarrollo se efectúa en fases sucesivas de intensidad creciente. Esta práctica, necesaria en todo proyecto de importancia, es indispensable en las presas.

Como ya se ha mencionado, la seguridad de las presas está directamente relacionada con las condiciones geológicas, por lo que el estudio geológico en todos sus aspectos (geotécnicos, hidrogeológicos, geoambientales, etc.) es fundamental. **La investigación geológica debe asegurar que los factores geológicos o geotécnicos que pueden incidir en la seguridad de la presa sean suficientemente investigados y conocidos.**

El presupuesto destinado a estos estudios depende de la complejidad geológica, tipo de presa, dimensio-

CUADRO 11.2

Investigaciones geológico-geotécnicas para presas

Fase de estudio	Tipo de Investigaciones <i>in situ</i>	Presas de hormigón	Presas de materiales sueltos
Estudios previos y de factibilidad	— Mapas geológicos regionales	S	S
	— Fotointerpretación e imágenes de satélite	S	S
	— Reconocimientos geológicos de superficie y cartografía geológico-geotécnica preliminar	S	S
Anteproyecto	— Cartografía geológico-geotécnica de detalle (1:2.000-1:1.000)	S	S
	— Datos hidrogeológicos y ensayos de permeabilidad	S	S
	— Sísmica de refracción y sondeos eléctricos verticales	S	S
	— Sondeos geotécnicos	S	S
	— Instalación de piezómetros	S	S
	— Ensayos en el interior de sondeos (<i>downhole</i> y dilatómetros)	S	O
	— Ensayos de materiales	S	S
Proyecto	— Cartografía geotécnica complementaria	R	O
	— Sondeos geotécnicos complementarios	R	O
	— Galerías de reconocimiento	S	N
	— Ensayos <i>in situ</i> a gran escala de deformabilidad y resistencia	R	N
	— Ensayos de inyecciones	R	N
	— Ensayos de permeabilidad complementarios	R	N
Construcción	— Cartografía geotécnica de las excavaciones y cimentaciones	S	S
	— Ensayos <i>in situ</i> de verificación de tratamientos	S	S
	— Ensayos de control de materiales	S	S

(S: necesario; R: recomendable; O: opcional; N: no necesario.)



Figura 11.12 Grandes rozas excavadas para la investigación de una cerrada en laderas graníticas cubiertas de vegetación y suelos coluviales (foto R. Oliveira).

nes y estructuras auxiliares. En términos generales las presas de materiales sueltos exigen menos investigaciones que las presas de hormigón, pero las primeras precisan estudiar con mayor detalle las obras auxiliares (aliviaderos, tomas, etc.), así como las características de los materiales de construcción. Las presas de gravedad exigen estudios muy detallados de las cimentaciones. Los presupuestos mínimos dedicados a los estudios geológicos e investigaciones *in situ* oscilan entre el 0,5 % del coste total de la obra en presas de materiales sueltos, hasta el 2 % en presas de hormigón, porcentajes que en ocasiones se duplican si las condiciones geológicas son complejas.

En el Cuadro 11.2 se presenta un resumen de las investigaciones más características en función de las

distintas fases de estudio. La descripción de cada tipo de investigación se incluye el Capítulo 6.

En la fase de **estudios previos** las primeras actividades consisten en el reconocimiento geológico de la posible cerrada, vaso y zonas de préstamo para materiales. Se incluye el análisis de toda la información existente y el estudio de fotos aéreas e imágenes de satélite. En zonas con escasos afloramientos hay que proceder a realizar calicatas, rozas, etc. que permitan la observación de la litología, estado de alteración y estructura del macizo rocoso. En la Figura 11.12 se muestra un caso típico en un valle granítico con laderas cubiertas de vegetación y depósitos coluviales, donde se excavaron rozas a intervalos de 20 m de diferencia de cota. Además de permitir la observación del macizo rocoso, estas rozas se utilizaron como bermas de acceso para la ejecución de otros trabajos (sondeos, geofísica, etc.).

También hay que verificar las condiciones geológicas, hidrogeológicas y geotécnicas de la zona del embalse (Figura 11.13). En particular la presencia de rocas solubles (yesos, calizas y sales) o muy porosas (tobas, aglomerados volcánicos, areniscas, etc.), y los indicios de inestabilidad en las laderas.

Los estudios correspondientes a la **fase de anteproyecto** tienen como objetivo establecer una **zonificación del terreno de cimentación** en base a los parámetros geomecánicos más significativos para cada tipo de presa. En esta fase las técnicas más frecuentes son la prospección geofísica (sísmica de refracción y eléctrica) y los sondeos, que además son utilizados para ensayos en su interior, en especial ensayos de permeabilidad.

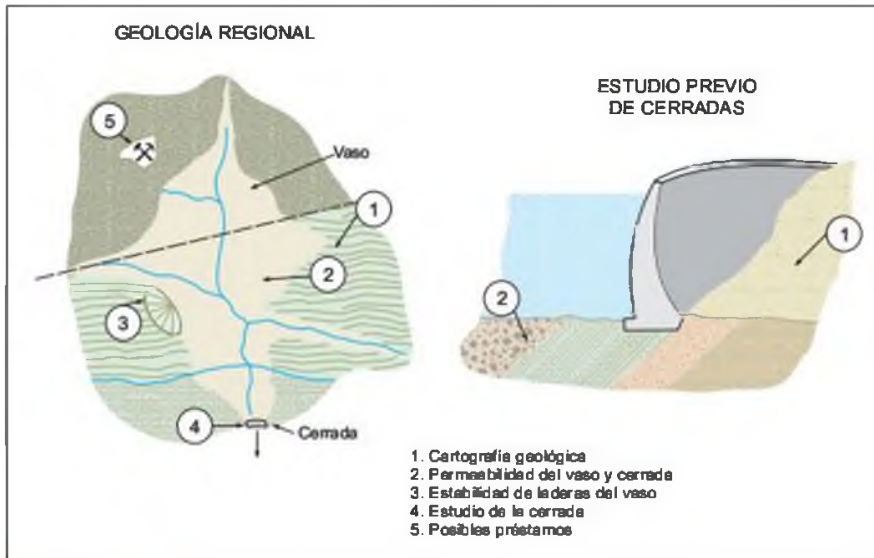


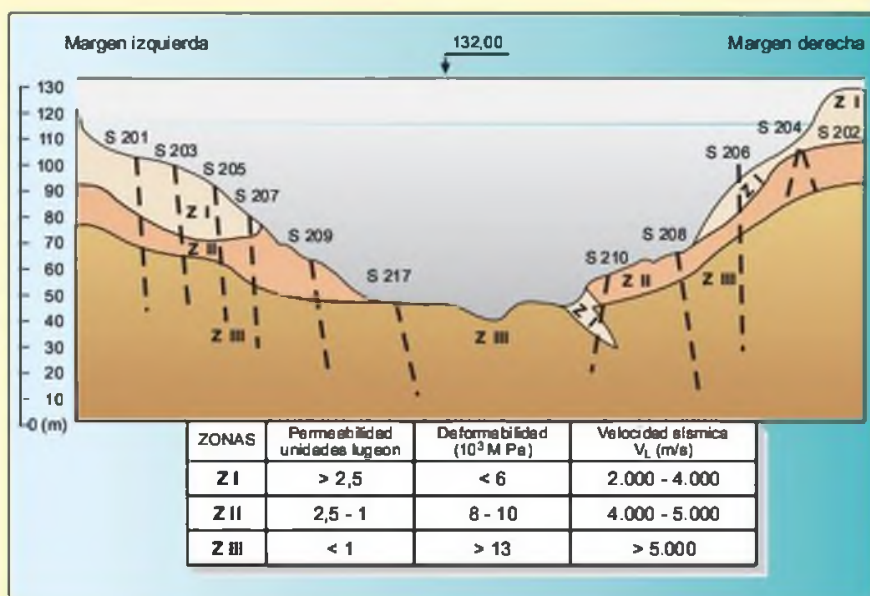
Figura 11.13 Aspectos a considerar en los estudios geológicos regionales y estudios previos de cerradas (cortesía del CNEGP, 1999).

Criterios para la investigación geotécnica de presas

- Los estudios y los trabajos de reconocimiento geotécnico deben ser **realizados en fases**, utilizando los métodos más sofisticados y de mayor coste progresivamente, de acuerdo con el desarrollo del proyecto.
- Como resultado de estos trabajos de prospección se obtiene una gran cantidad de datos correspondientes a cada una de las propiedades investigadas. Estos datos deben ser representativos del macizo y permitir su **análisis estadístico**, con la definición de los valores medios de los parámetros más relevantes.
- Las investigaciones *in situ* deben ser programadas con **finés múltiples**, con lo que se disminuyen los costes y plazos para su ejecución.
- La interpretación conjunta de los parámetros geológicos, hidrogeológicos y geotécnicos debe conducir a

la **zonificación geotécnica** del macizo de cimentación (Figura adjunta), que servirá para la definición de las condiciones de cimentación de la presa y de las estructuras auxiliares.

- Las **zonas singulares del macizo** (fallas, zonas de cizalla, diques, zonas alteradas, etc.) se consideran como casos particulares y se estudian como zonas geotécnicas individualizadas, independientes de la zonificación general.
- La ejecución de **ensayos *in situ* a gran escala** se circunscribe a la fase de proyecto y solo en presas de hormigón. Su número es reducido y la ubicación responde a los puntos más críticos del macizo, con la finalidad de definir con detalle los parámetros de cálculo de estabilidad del conjunto presa-cimentación.



Zonificación geotécnica de la cimentación de la presa de Cambambe, Angola (Oliveira, 1985).

El número y la profundidad de las investigaciones, así como el tipo de ensayos, varía con la naturaleza de la presa y sus dimensiones. En los casos de presas de materiales sueltos, los estudios de selección realizados en la fase de anteproyecto suelen ser suficientes para definir a nivel de proyecto las condiciones de cimentación, o bien se completan con algunos sondeos adicionales en puntos singulares o en los emplazamientos de las estructuras auxiliares. Por el contrario, cuando se trata de presas de hormigón, los trabajos de prospección geotécnica son mucho más completos y

diversificados, con objeto de definir los parámetros de deformabilidad y resistencia del macizo.

Con respecto a las investigaciones más características, se destacan las siguientes:

- **Sondeos.** El número mínimo de sondeos recomendados, a nivel de anteproyecto y para presas de menos de 50 m de altura, es de 3 a 4 en cada margen de la cerrada, y al menos 2 a 3 sondeos en el fondo del valle, preferentemente cruzados. En las Figuras 11.14 y 11.15 se

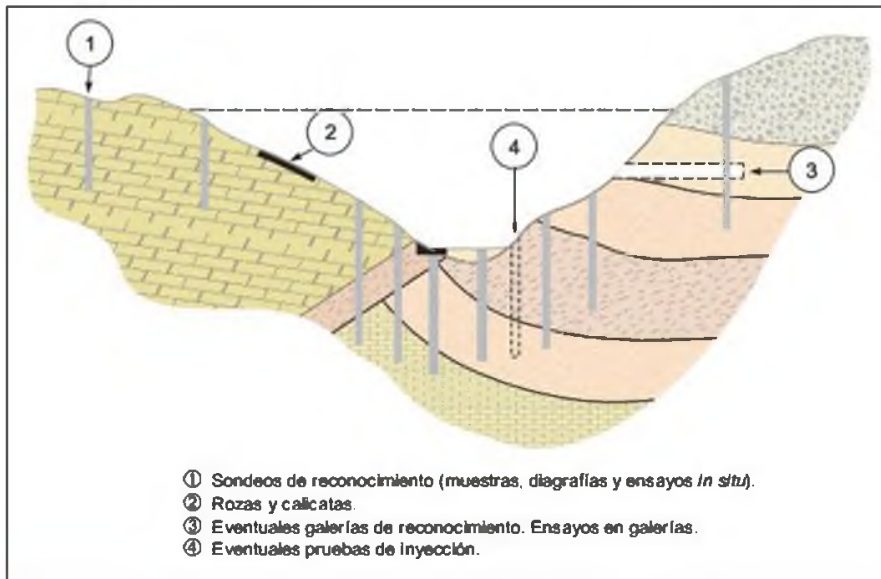


Figura 11.14 Esquema de caracterización de una cerrada (cortesía del CNEGP, 1999).

muestran varias disposiciones hipotéticas de sondeos. Su profundidad dependerá del espesor de las rocas alteradas, estructura geológica y profundidad de la roca competente, o suelos presentes en el valle. Como pauta general, los sondeos deben alcanzar una profundidad mínima de al menos la mitad de la altura de la presa, y alguno de ellos una profundidad equivalente a la altura de la presa; sin embargo, la pro-

fundidad puede ser mayor si existen niveles permeables o materiales muy alterados, fallas, etc. La disposición suele seguir alineaciones a lo largo del eje de presa y transversalmente a dicho eje. Pero también deben realizarse algunos sondeos aguas arriba y abajo de la cerrada y en el vaso. La interpretación geológica decidirá la necesidad de investigaciones más profundas y con mayor número de sondeos.

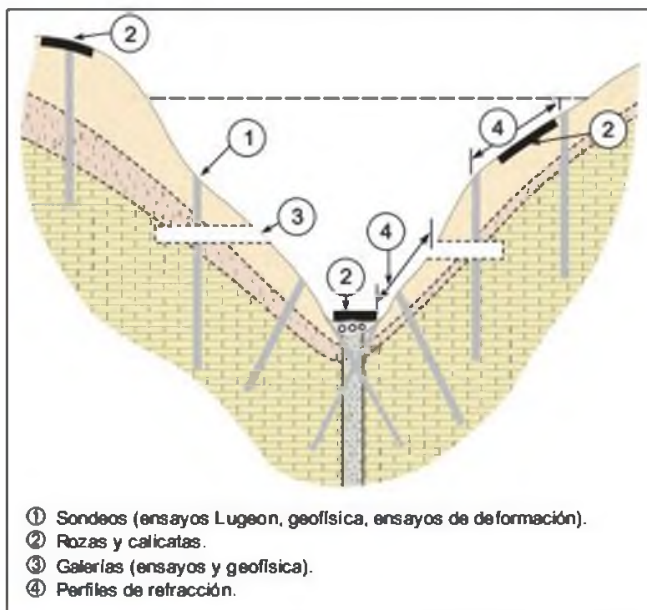


Figura 11.15 Investigaciones *in situ* básicas para una presa de hormigón.

- **Prospección geofísica.** Los perfiles sísmicos de refracción en superficie y, en ocasiones, los sondeos eléctricos verticales, se realizan a lo largo del eje de presa y transversales al mismo, en número suficiente como para identificar las zonas alteradas y su espesor, presencia de acarreos, etc. Estos perfiles se complementan con los datos de ensayos *downhole* o *crosshole* y diagrafas. La interpretación geofísica permite zonificar geotécnicamente, estimar módulos de deformación, identificar fallas, zonas alteradas, diques, la ripabilidad de las rocas, etc., por lo que su utilización es necesaria.
- **Ensayos de permeabilidad.** Constituyen una práctica habitual en todos los estudios de presas. Los más utilizados son los ensayos Lugeon en roca fracturada, y los ensayos Lefranc en suelos o roca muy permeable. Deben realizarse de forma sistemática.
- **Ensayos con trazadores.** Se utilizan en zonas carstificadas y en general para investigar materiales o fracturas de alta permeabilidad con riesgo de fugas importantes. En el Apartado 5.5 del Capítulo 5 se describen estos ensayos.

- **Ensayos de inyectabilidad de mezclas.** Se efectúan para diseñar los tratamientos de consolidación o impermeabilización y como complemento de los ensayos de permeabilidad, especialmente en las zonas previamente identificadas como más permeables. Consisten en inyectar una mezcla a presión de cemento y agua (denominada lechada) y determinar los caudales de admisión.
- **Piezómetros.** En todos los sondeos deben instalarse piezómetros cuyo tipo dependerá de las condiciones hidrogeológicas del terreno (Apartado 6.6 del Capítulo 6).
- **Ensayos dilatométricos.** En función del tipo de presa y del tipo de macizo rocoso es conveniente efectuar ensayos de deformación con dilatómetros o presiómetros en el interior de sondeos, con el objeto de obtener los módulos de deformación de la roca.
- **Galerías de reconocimiento.** Constituyen un método de observación directa y a gran escala

del macizo, necesario para el estudio de la cerrada en las presas de hormigón, a pesar de que su ejecución implique altos costes y plazos. Permiten la realización de ensayos *in situ* y la observación de fallas, zonas alteradas, etc. A partir de estas galerías también se pueden efectuar sondeos y perfiles sísmicos, complementando los realizados desde superficie; además dan acceso a trabajos durante la construcción y explotación de la presa, por lo que dichas galerías deben quedar conectadas con la presa.

- **Ensayos *in situ* a gran escala.** En presas de arco y bóveda, principalmente, se requiere ensayar bloques de roca o planos de discontinuidad de gran tamaño. Los ensayos más característicos son los de corte directo, gato plano y carga de placa. Estos ensayos se efectúan en el interior de las galerías de reconocimiento.

11.5

Criterios geológico-geotécnicos de selección de presas

Criterios generales

La **selección del emplazamiento** de una presa depende fundamentalmente de los siguientes factores:

- Capacidad del vaso (volumen de embalse).
- Impermeabilidad del vaso.
- Cerrada adecuada: condiciones geomorfológicas, geológicas y geotécnicas favorables.
- Valor de los terrenos inundados (poblaciones, infraestructuras, etc.).
- Disponibilidad de materiales de construcción próximos a la presa.
- Condiciones favorables para ubicar el aliviadero, ataguías y demás obras auxiliares.

Una vez determinada la ubicación más adecuada para el cierre del valle (de las varias alternativas seleccionadas en principio), se procede a seleccionar el tipo de presa en el denominado «**estudio de soluciones**», donde se analizan detalladamente los posibles tipos de presas desde múltiples puntos de vista, destacando el geológico.

Los factores a tener en cuenta en este análisis son los siguientes:

- Altura prevista de la presa.
- Geomorfología de la cerrada.
- Disponibilidad de materiales de construcción.
- Condiciones geológico-geotécnicas de la cimentación.
- Ausencia de riesgos geológicos activos.

Con respecto a la **altura de la presa** es significativo que más del 80 % de las presas construidas de menos de 30 m de altura son de materiales sueltos, y que a partir de 150 m de altura el 60 % son de hormigón, de las cuales el 50 % son de arco. Estos datos responden a varias razones, entre las que destacan las geomorfológicas. Los valles amplios sólo admiten presas de poca altura, resultando las presas de materiales sueltos las más económicas (siempre que se disponga de materiales adecuados), mientras que en los valles estrechos o muy estrechos suelen construirse presas altas, lo que favorece a las soluciones de presas de gravedad (arco y bóveda).

La **elección del tipo de presa** no obedece a reglas fijas, pues cada emplazamiento tiene sus propias características, y nunca dos cerradas presentan el mismo problema geológico y, por tanto, constructivo, lo cual demanda la necesidad del criterio experto en ingeniería geológica (Kanji, 1994).

De forma resumida se pueden señalar los siguientes problemas geológico-geotécnicos asociados a las presas, embalses y sus estructuras auxiliares:

Cerrada. Deformabilidad, resistencia y permeabilidad de las cimentaciones y estribos.

Vaso. Estabilidad de las laderas, estanqueidad, acumulación de sedimentos y sismicidad inducida.

Canteras y préstamos. Calidad y volumen disponible de materiales para la construcción.

Aliviaderos. Estabilidad de los taludes, permeabilidad y resistencia de los macizos de cimentación de las estructuras en hormigón y erosionabilidad del terreno.

Canales. Estabilidad de los taludes, erosionabilidad y ripabilidad de los materiales y cimentación de los rellenos.

Central exterior. Estabilidad de los taludes, deformabilidad y resistencia de las cimentaciones.

Central subterránea. Deformabilidad, resistencia, permeabilidad y estado tensional del macizo.

Galerías de desvío, desagües de fondo y túneles. Estabilidad de la excavación, deformabilidad, permeabilidad y estado tensional de los macizos.

Características de la cimentación

La elección del tipo de presa depende en primer lugar de las condiciones de cimentación. Cualquier tipo de presa de hormigón exige que las deformaciones en el macizo rocoso sean compatibles con las del hormigón; es decir, que no se superen ciertos niveles de deformación no soportables por la estructura de la presa; así, no es posible cimentar este tipo de presas en suelos o rocas blandas. Tampoco una presa de hormigón sería una solución adecuada si la profundidad de la cimentación requiriera una excavación muy profunda (por presencia de materiales muy alterados o tectonizados en relación con la altura de la presa); en estas situaciones el volumen de excavación supondría un coste elevado.

Sin embargo, estas decisiones son complejas, ya que pueden presentarse varias alternativas. En algunos casos se han cimentado presas de hormigón en rocas de baja calidad geotécnica a pesar de haberse efectuado excavaciones profundas y tratamientos de consolidación del macizo.

En general, cuando los macizos de cimentación son muy deformables o de baja resistencia, la solución más adecuada es la construcción de una presa de materiales sueltos.

Disponibilidad de materiales

Otro de los condicionantes para la selección del tipo de presa es la **disponibilidad de materiales de construcción en sus proximidades**, necesarios tanto para las presas de hormigón (áridos) como para las de materiales sueltos, cuya tipología depende básicamente del material disponible.

El tipo de material influye en aspectos importantes como las condiciones de filtración a través del macizo y los tratamientos de este problema. Por ejemplo, dos presas de materiales de diferente tipología, en una misma cerrada, pueden generar condiciones de filtración muy diferentes en la cimentación. En el caso a) de la Figura 11.16 se muestra la sección de una presa de tierras homogénea, con una permeabilidad media de $k = 10^{-6}$ cm/s. En el caso b) de la misma figura se muestra la sección de una presa zonada de igual altura, en la cual el núcleo tiene también una permeabilidad $k = 10^{-6}$ cm/s, con los espaldones de aguas arriba y de aguas abajo muy permeables. Los flujos de agua en cada ejemplo son completamente distintos en función de los distintos gradientes. El flujo en el caso b) es 5 veces más alto, pues:

$$v = ki$$

siendo $i = h/L$, donde h es la altura máxima de agua en el embalse.

En consecuencia, en el caso a) el flujo que pasa a través del macizo de cimentación puede ser considerado suficientemente bajo sin necesidad de tratamiento de impermeabilización, mientras que en el caso b) la seguridad y funcionalidad de la presa exige un tratamiento adecuado, que puede tener un coste elevado.

Riesgo de erosión interna

Otro condicionante de la estabilidad y seguridad de las presas en relación con las condiciones geológicas es la **erosión interna** que se genera al crearse gradientes hidráulicos elevados en materiales erosionables (Figura 11.26c). En estos casos hay que actuar bien disminuyendo los gradientes o bien incorporando en la estructura de la presa filtros y drenes adecuados a las condiciones hidráulicas. Reduciendo los gradientes disminuyen las fuerzas de filtración, pudiéndose controlar el fenómeno. La construcción de filtros y drenes bien dimensionados impide la salida de los finos y los procesos de erosión interna.

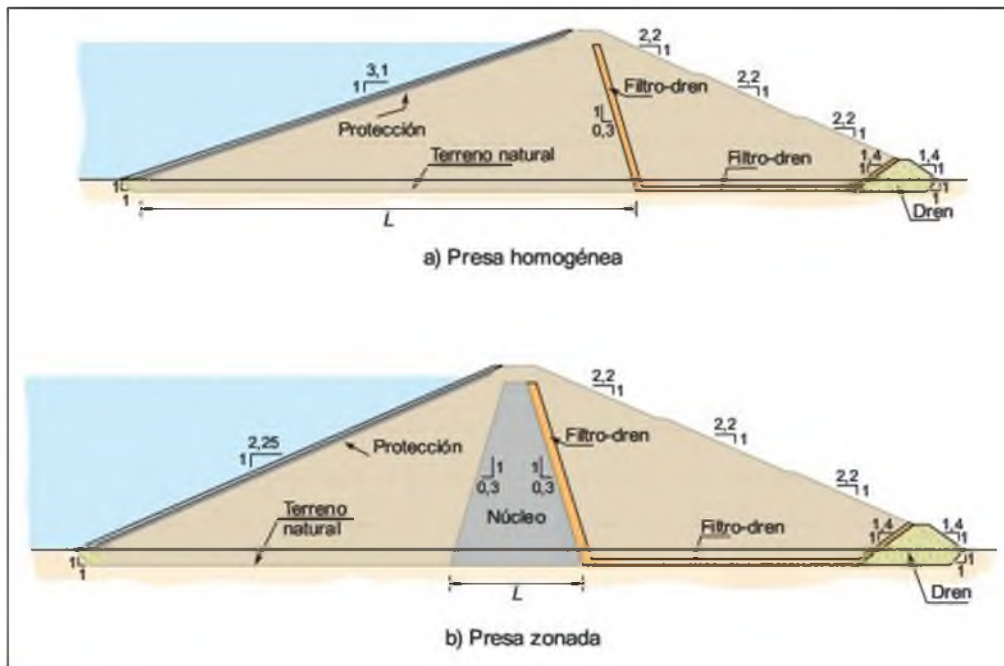


Figura 11.16 Ejemplos de presas de materiales sueltos con diferentes condiciones de flujo.

Emplazamiento de estructuras auxiliares

Las condiciones de cimentación y de emplazamiento de las estructuras auxiliares (aliviaderos, galerías de desvío, tomas de agua, desagües de fondo, etc.) pueden influir decisivamente en la selección del tipo de presa; en general, en las presas de hormigón estas estructuras son más cortas, más sencillas y de coste inferior a las presas de materiales sueltos. Debe considerarse el conjunto de estructuras que componen el aprovechamiento. Así, el emplazamiento del aliviadero frecuentemente puede decidir el tipo de presa. En las presas de hormigón de cualquier tipo, el aliviadero se integra en la propia presa, vertiendo el agua por coronación o a través de las compuertas o tuberías que atraviesan el interior de la presa. Por el contrario, en las presas de materiales sueltos el aliviadero se sitúa independiente al cuerpo de presa, precisando una excavación más o menos ancha y profunda; en algunos casos, cuando se trata de caudales muy elevados, estas excavaciones suponen obras de grandes dimensiones y costes.

Además de las ataguías, aliviaderos, tomas de agua y desagües de fondo, hay otras estructuras hidráulicas que forman parte de los aprovechamientos hidráulicos, como las centrales hidráulicas, túneles y galerías con distinta finalidad.

Condiciones para presas de materiales sueltos

El criterio más influyente en las presas de materiales sueltos es la disponibilidad de materiales. Los núcleos impermeables precisan suelos de baja permeabilidad (en general inferior a 10^{-5} cm/s) y se descartan los suelos colapsables, orgánicos, solubles y de alta plasticidad. Estos aspectos se tratan en el Apartado 11.6.

El entorno geológico habitual donde se sitúan estas presas puede responder a formaciones sedimentarias, suelos aluviales, arcillas sobreconsolidadas o rocas blandas. Se deben descartar los materiales erosionables, dispersivos y solubles, y los de alta permeabilidad.

Con respecto a las características de la cimentación cabe distinguir entre las presas de tierras y las de pedraplenes o escolleras. Las primeras presentan un comportamiento generalmente flexible y transmiten bajas cargas al terreno. Sin embargo, los suelos aluviales flojos, zonas muy alteradas, acarrees y, en general, depósitos de baja resistencia, no son aceptables como terreno de cimentación. En cualquier caso es importante identificar la presencia de superficies de cizalla (*slickensides*), frecuentes en suelos duros o sobreconsolidados. Las presas formadas por pedraplenes o escolleras tienen un comportamiento más rígido y transmiten mayores tensiones a la cimentación.

Condiciones para presas de hormigón

Las **presas de gravedad** precisan de un macizo rocoso de buena calidad para su cimentación, de forma que proporcione a la presa la suficiente seguridad frente al deslizamiento, y cuya deformabilidad sea compatible con la rígida estructura de una presa de hormigón. Estos requisitos suponen apoyar la presa en macizos de elevada resistencia, cuyos planos de discontinuidad o debilidad más críticos a la estabilidad tengan ángulos de rozamiento interno altos. En la mayoría de los casos se precisan excavaciones para eliminar la zona alterada o menos resistente del macizo, cuya profundidad puede tener gran influencia en el estudio de soluciones.

Otra condición importante en las presas de hormigón es el **control de filtraciones y subpresiones** (presiones intersticiales ejercidas sobre la base de la cimentación de la presa), aspectos que se tratan en el Apartado 11.8.

Las **presas de contrafuertes** presentan los mismos problemas de cimentación que las presas de gravedad, pero concentran sus cargas en los apoyos de los contrafuertes, por lo que deben cimentarse sobre macizos muy resistentes y de muy baja deformabilidad, a fin de evitar asientos diferenciales entre los distintos puntos de apoyo. Igualmente, las filtraciones en la cimentación deben ser muy bajas, lo que implica que el

macizo sea poco permeable, o bien recurrir a tratamientos de inyecciones.

Las **presas de arco y de bóveda** requieren las condiciones más exigentes de cimentación en relación con cualquier otro tipo de presa. Por un lado, su esbelta estructura transmite una alta concentración de cargas a la cimentación y, por otro, su geometría curva determina que gran parte de los empujes hidrostáticos se transfirieran hacia los estribos. Este tipo de presas requiere macizos rocosos con una estructura geológica favorable a la estabilidad, una elevada resistencia de los planos de discontinuidad y una baja deformabilidad en el macizo de cimentación.

Consideraciones medioambientales

Los anteriores criterios atienden exclusivamente a factores geológicos; sin embargo es conveniente tener en cuenta las modificaciones geoambientales que se pueden producir como consecuencia de la construcción de una presa (Cuadro 11.3). Estas modificaciones pueden tener importantes consecuencias en el medioambiente y, por tanto, deben ser consideradas en los estudios de impacto ambiental correspondientes. Aspectos como la estabilidad de las laderas del embalse y la sismicidad inducida se tratan en los Apartados 11.9 y 11.11 de este Capítulo.

Impactos geoambientales en la construcción y explotación de presas

CUADRO 11.3

Fase constructiva	Fase de explotación	En caso de rotura
<ul style="list-style-type: none"> — Extracción de materiales (canteras y préstamos) — Vertederos de estériles y escombreras — Inestabilidad de taludes — Ruido, vibraciones y polvo 	<p>Aguas arriba:</p> <ul style="list-style-type: none"> — Deslizamientos de laderas — Erosión y sedimentación — Aterramientos — Cambios hidrológicos — Inundación y pérdida de recursos — Sismicidad inducida — Cambios en la calidad de las aguas — Salinización <p>Aguas abajo:</p> <ul style="list-style-type: none"> — Erosión y sedimentación — Estabilidad de laderas — Cambios hidrológicos — Inundación del valle 	<ul style="list-style-type: none"> — Vaciado brusco del embalse — Inundación aguas abajo

11.6

Materiales geológicos para la construcción de presas

La construcción de una presa precisa de un importante volumen de materiales. Las presas de materiales sueltos dependen fundamentalmente del tipo de material disponible. Los materiales deben reunir los siguientes requisitos:

- Volumen apropiado a la magnitud de la presa.
- Calidad adecuada a los distintos fines.
- Distancia operativa.
- Facilidad de extracción.
- Condiciones medioambientales aceptables para su explotación.

Investigaciones geológicas para el estudio de préstamos

El estudio de materiales se inicia en las primeras fases de investigación en los estudios previos y de factibilidad, y se prosigue a lo largo del proyecto y en la propia construcción.

La investigación geológica se basa en la cartografía geológica y la fotointerpretación. En una primera estimación se localizan posibles áreas de préstamo y de canteras. En una fase posterior se efectúan sondeos de reconocimiento, calicatas mecánicas y geofísica (sísmica de refracción y eléctrica), obteniendo muestras para la clasificación de suelos y propiedades básicas (ensayos de identificación y de compactación). En las zonas de posibles canteras la investigación incluye la medida de datos estructurales, grados de alteración y factores topográficos incidentes en la extracción.

Las propiedades geotécnicas y mecánicas de los materiales se evalúan a partir de ensayos de laboratorio en muestras estadísticamente representativas del área de préstamo o cantera. Esto supone ensayar un elevado número de muestras, siendo lo habitual proceder por fases de acuerdo con los objetivos y etapas del proyecto.

Una vez analizados los posibles yacimientos se procede a la cubicación y proyecto de explotación.

Tipología de los materiales

En función de su utilización, los materiales se agrupan en los siguientes tipos:

- Núcleos impermeables.
- Espaldones y escolleras.
- Filtros y drenes.
- Áridos para hormigones.

En la Figura 11.17 se presentan los materiales más característicos para la construcción de presas de materiales sueltos.

En principio la mayoría de los materiales geológicos pueden ser utilizados, excepto los inestables química o físicamente, solubles, orgánicos, colapsables, dispersivos, reactivos, expansivos, de muy baja densidad o de alta plasticidad, entre otros; es decir, los suelos descritos como problemáticos en el Capítulo 2. Sin embargo, la selección de materiales para un fin determinado exige cumplir además los requisitos dados en las instrucciones y los pliegos de prescripciones técnicas para presas.

Núcleos

Los núcleos se construyen para impedir el paso del agua a través del cuerpo de presa, por lo que precisan

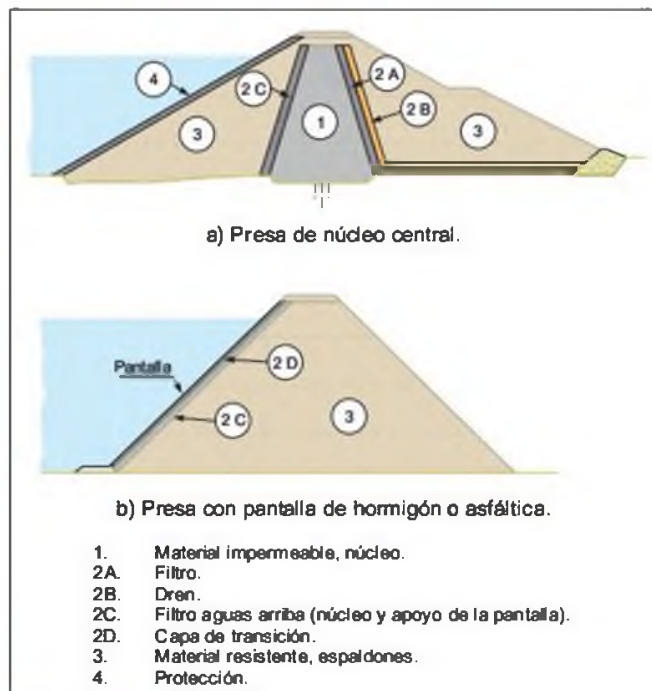


Figura 11.17 Esquema de los tipos de materiales en una presa (cortesía del CNEGP).



Figura 11.18 Aspecto de las arcillas compactadas para el núcleo de presas (foto L. González de Vallejo).

materiales de baja o muy baja permeabilidad, del orden de 10^{-5} cm/s o inferior. Además no deben ser colapsables, ni contener materia orgánica o ser solubles. Deben ser fácilmente compactables. Las arcillas y los limos son los más característicos (Figuras 11.18 y 11.21), aunque también las arenas con contenido arcilloso pueden ser utilizadas; su índice de plasticidad debe estar entre 15 y 35. La selección de estos materiales no excluye en principio a otros de baja permeabilidad que, convenientemente compactados y seleccionados, aporten un elemento impermeable adecuado, por ejemplo margas y argilitas. Generalmente se compactan en tongadas de 20 a 30 cm con rodillo de «pata cabra» o a veces con rodillo vibrante (Figura 11.19).

Las propiedades a estudiar en los materiales para núcleos son las siguientes:

- Mineralogía y su relación con la expansividad, contenido en sales solubles, susceptibilidad y colapsabilidad (ver Apartado 2.8 del Capítulo 2).



Figura 11.19 Compactación de los materiales de arcilla del núcleo con rodillos «pata de cabra» (foto L. González de Vallejo).

- Granulometría y plasticidad; en general los suelos bien graduados se compactan mejor y pueden adquirir permeabilidad y deformabilidad más bajas.
- Dispersibilidad o susceptibilidad del suelo a sufrir erosión interna; la composición química de las arcillas y la presencia de Na pueden ser indicadores del grado de dispersibilidad (Apartado 2.8 del Capítulo 2). El ensayo más característico para estimar el potencial de dispersión de un suelo es el de «tubificación» (ver Recuadro 12.1 del Capítulo 12).
- Resistencia y deformabilidad, propiedades fundamentales para el cálculo de la estabilidad de la presa a partir de la cohesión y el ángulo de rozamiento interno, en las condiciones exigidas en el proyecto.
- Compactabilidad, a partir de las relaciones entre la humedad natural y la densidad, obtenidas en el ensayo Proctor normal y Proctor modificado (Recuadro 12.1 del Capítulo 12).

Espaldones

Los espaldones tienen por objeto transmitir a la presa resistencia y estabilidad, así como protegerla frente a la erosión. Los materiales que forman los espaldones incluyen una gran variedad de rocas, de amplia granulometría, que puede ir desde escolleras y pedraplenes (Figura 11.20), hasta materiales «todo uno». La descripción de estos materiales se realiza en el Apartado 12.3 del Capítulo 12.

Su puesta en obra se efectúa extendiendo tongadas de menos de 2 m de altura compactadas con rodillos vibratorios, consiguiéndose una alta resistencia y baja



Figura 11.20 Escolleras para espaldones de presas (foto L. González de Vallejo).

compresibilidad. La resistencia adecuada para estos materiales oscila entre 50 y 150 MPa, aunque se considera aceptable cualquier roca de resistencia a compresión simple igual o superior a 30 MPa. También se han empleado zahorras y gravas como material de espaldones, solos o combinados con escolleras; estos materiales granulares gruesos no deben tener finos (menos del 5 %), y deben presentar una granulometría bien graduada.

Filtros y drenes

Se utilizan para evitar el paso de las partículas finas de los materiales contiguos y permitir el drenaje. Los volúmenes requeridos suelen ser muy inferiores con respecto al restos de materiales, aunque sus especificaciones son mucho más exigentes, en cuanto a propiedades y granulometrías.

Los materiales para filtros y drenes deben ser granulares, con un criterio granulométrico muy estricto definido en normas, con ausencia de finos, alta resistencia y naturaleza inalterable. Pueden proceder de depósitos naturales o de machaqueo.

En la Figura 11.21 se puede observar un ejemplo de su puesta en obra.

Áridos para hormigones

Las presas de hormigón precisan grandes cantidades de áridos que deben proceder de la explotación de canteras o zonas de préstamos en áreas próximas a las presas. Los aspectos a considerar en el estudio de los áridos son los siguientes:

- El material debe tener una densidad aparente mínima de $2,5 \text{ t/m}^3$; la resistencia a compresión debe ser mayor de la especificada para el hormigón (del orden de 24 MPa o superior); la absorción debe ser inferior al 3 %, y se excluyen los materiales que tengan contenidos en sustancias reactivas o solubles (sulfuros, yesos, etc.).
- Su composición mineralógica no debe dar lugar a reacciones adversas con el hormigón (expansividad, alteración química, reacciones con los álcalis, etc.).
- Las condiciones que deben cumplir los áridos están descritas en las normas UNE y en la Ins-



Figura 11.21 Materiales del núcleo, a la izquierda, y de drenes, en primer plano (foto L. González de Vallejo).

trucción de Hormigón Estructural (1999) del Ministerio de Fomento de España.

Los estudios geológicos de yacimientos y canteras para áridos se efectúan a lo largo de las distintas fases del proyecto de la presa, realizándose los siguientes trabajos de investigación:

- Reconocimiento geológico de superficie, fotointerpretación y cartografía geológica.
- Prospección geofísica (sísmica de refracción y eléctrica).
- Sondeos mecánicos y calicatas.

Los aspectos a considerar son los siguientes:

- Condiciones geológicas (litología, estructura, nivel freático, etc.).
- Coberteras, materiales alterados, muy fracturados, etc.
- Volumen, forma y homogeneidad del yacimiento.
- Distancia a la obra y accesos.
- Impacto ambiental.

En una etapa mas avanzada del proyecto se estudian sus propiedades geotécnicas, físicas y químicas en ensayos de laboratorio, y se complementan las anteriores investigaciones hasta alcanzar una detallada definición de la calidad y cantidad del árido extraíble. A partir de estos datos se efectúa el proyecto de explotación.

Una de las condiciones básicas que debe reunir un embalse es su estanqueidad. Sin embargo, dependiendo del uso del mismo, las pérdidas de agua pueden ser más o menos tolerables. Así, un embalse de regulación de avenidas no requiere la misma estanqueidad que para abastecimiento o regadío. Por otro lado, las condiciones de impermeabilidad también deben ser analizadas en función de las necesidades del aprovechamiento, ya que, en ocasiones, puede ser económicamente rentable proceder a tratamientos de impermeabilización en zonas concretas.

La construcción de una presa supone un cambio importante en la hidrología e hidrogeología de la cuenca afectada por el embalse, con la inundación de una parte del valle, la elevación de los niveles freáticos y su oscilación periódica. Estas modificaciones afectan a la hidrodinámica de los acuíferos, pudiendo producirse un flujo de agua desde el embalse hacia el exterior del vaso, o bien una recarga del embalse desde los acuíferos que bordean al vaso. El análisis de estos factores corresponde al **estudio hidrogeológico** (ver Capítulo 5), que debe ser realizado en todos los casos, excepto cuando los materiales sean muy poco permeables y con la suficiente continuidad.

Los criterios generales para el análisis de la estanqueidad de un embalse se basan en factores hidrogeológicos, litológicos y estructurales; entre ellos se incluyen:

- Las **rocas duras y poco fracturadas** (rocas ígneas, metamórficas, sedimentarias masivas, etc.) son en general favorables para la estanqueidad.
- Las **rocas sedimentarias de alto contenido en arcilla** (margas, lutitas, etc.) son muy favorables.
- Las **rocas sedimentarias fracturadas**, exceptuando las muy porosas, son igualmente favorables, ya que se supone que la transmisividad se efectúa a través de fracturas y éstas se cierran con la profundidad.
- Las estructuras geológicas, como los **pliegues**, pueden condicionar el flujo hacia el interior o exterior del embalse, por lo que deben analizarse detalladamente, así como su relación con las fallas y discontinuidades asociadas a dichos pliegues.
- Las **fracturas importantes**, diques, zonas de alteración, etc., pueden constituir vías de flujo preferente, siendo especialmente importantes en

las rocas duras cristalinas y sedimentarias, donde es frecuente que las fallas pongan en contacto a rocas de muy distinta permeabilidad; el control hidrogeológico de estas fracturas y su relación estructural es determinante.

- Las formaciones menos favorables y donde son de esperar los mayores problemas de filtraciones son las **rocas calcáreas**, calizas y dolomías, afectadas por procesos de **karstificación**.
- Igualmente, otras **rocas porosas**, como algunos tipos de areniscas, determinadas rocas volcánicas, depósitos cuaternarios y algunas estructuras sedimentarias como paleocauces, son en principio desfavorables a la estanqueidad.
- También pueden darse problemas de filtración en zonas de **explotaciones mineras** actuales o abandonadas, siendo las cuencas carboníferas particularmente conflictivas, al poder combinarse los problemas de filtración con los de **subsistencia**.

A partir de estas consideraciones se deduce que los principales problemas de estanqueidad pueden encontrarse en las rocas solubles o muy porosas. Las **rocas solubles** están formadas básicamente por rocas carbonatadas y evaporíticas. En ambos tipos se forman cavidades por disolución y se desarrollan los procesos kársticos, sin embargo en las primeras la velocidad de disolución es extremadamente baja, mientras que en las evaporitas puede ser muy alta y significativa en ingeniería geológica. Aunque también en rocas volcánicas se forman cavidades (no por disolución) su incidencia es mucho menor, tratándose de fenómenos muy localizados, mientras que la karstificación se presenta con carácter más generalizado y extensivo.

En las rocas carbonatadas la solubilidad de la calcita es del orden de 100 a 500 mg/l y algo menos en la dolomía; en las rocas evaporíticas la solubilidad del yeso es de 2.400 mg/l mientras que para la halita es de 360.000 mg/l. Estas grandes diferencias en la solubilidad determinan que, a igualdad de condiciones hidrodinámicas y ambientales, las evaporitas pueden generar procesos de disolución muy rápidos, e incluso a muy corto plazo, como en las rocas salinas, mientras que en las carbonatadas la velocidad de los procesos es muy lenta y, por consiguiente, de escasa influencia en ingeniería geológica, a nivel de formación

de cavidades o fenómenos de disolución durante la vida de la estructura.

Junto con la formación de cavidades, la disolución implica cambios en la composición química de los acuíferos, con riesgo de salinización o sulfatación, y la posibilidad de producir reacciones con el hormigón y contaminación de las aguas, tanto subterráneas como las del propio embalse.

Un ejemplo de salinización de las aguas de un embalse es el caso de la presa de Guadalhorce-Guadalteba

(Málaga), debida a las surgencias de manantiales salinos con alta concentración de ClNa (superior a 100 g/l), como consecuencia de la hidrodinámica kárstica de formaciones yesíferas, entre las que se intercalan las sales (Guzmán del Pino, 1996).

La presencia de estructuras kársticas en relación con las presas constituye uno de los principales problemas en zonas con abundancia de rocas calcáreas, como España, centro de Europa, los Balcanes, Turquía, Argelia, etc.

11.8

Permeabilidad de cerradas

En el Apartado anterior se han tratado los problemas de estanqueidad en embalses, pero también es importante considerar las condiciones de permeabilidad de las cerradas, no solo como problema de estanqueidad sino como factor geotécnico de gran significado en la estabilidad y seguridad de la presa.

En general, las cerradas deben reunir condiciones de baja permeabilidad. Los efectos de las filtraciones, prácticamente presentes en la mayoría de los macizos, bien a través de fracturas o discontinuidades o a través de zonas alteradas, son especialmente críticos para las cimentaciones al ocasionar los siguientes problemas:

- Subpresiones en la base de la presa.
- Inestabilidades en la zona de aguas abajo de la presa.
- Creación de gradientes elevados con altas velocidades de filtración y riesgo de erosiones internas.
- Inestabilidad de taludes en los estribos.
- Pérdidas significativas de caudales.

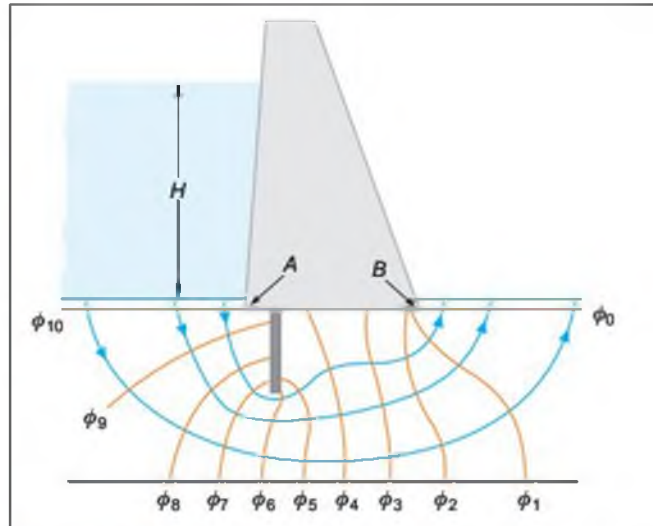


Figura 11.22 Efecto de una pantalla impermeable vertical en la red de flujo de la cimentación de una presa de gravedad.

estas subpresiones se construyen **pantallas impermeables**, que modifican la red de flujo según se muestra en la Figura 11.23. Los efectos de estas pantallas son los siguientes:

- Disminución de las subpresiones en la base de la presa.
- Disminución significativa de la velocidad de flujo.
- Reducción o eliminación de los posibles fenómenos de sifonamiento y erosiones internas.

Subpresiones

La red de flujo creada por una presa puede presentar distintas configuraciones (Apartado 2.3 del Capítulo 2 y Apartado 5.6 del Capítulo 5). En la Figura 11.22 se muestra un ejemplo donde las subpresiones (o presiones intersticiales ejercidas en la base de la presa) son máximas en A y prácticamente nulas en B. Para evitar

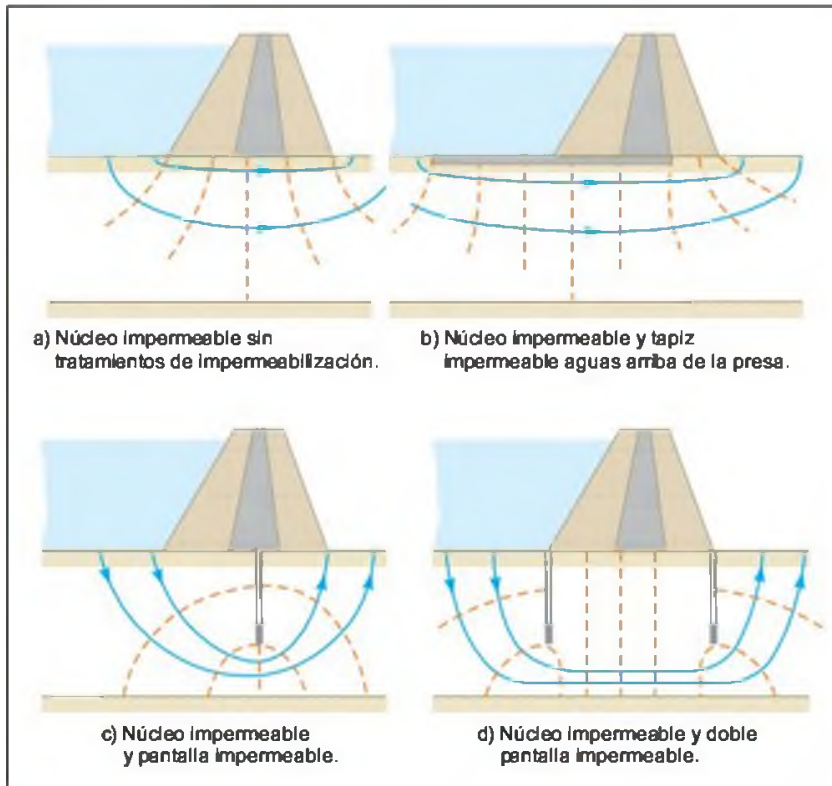


Figura 11.23 Influencia de los sistemas de impermeabilización en la red de flujo de la cimentación de una presa de materiales sueltos con núcleo central (Attewell y Farmer, 1976).

En la Figura 11.24 se muestra una pantalla de inyecciones de impermeabilización complementada con drenes. En función de las condiciones de la red de flujo y del tipo de presa se adoptan estas u otras medidas (ver «tratamientos de la cimentación» en el Apartado 11.10).

Erosión interna

La erosión interna es de suma importancia en la seguridad de las presas de materiales sueltos, siendo la segunda causa de rotura en este tipo de presas (31 % por rebosamiento, 15 % por erosión interna del cuerpo de presa y 12 % por erosión interna del cimientado).

La erosión interna consiste en la apertura de conductos o canales a través del suelo producidos por gradientes hidráulicos elevados (Figura 11.26c). Los materiales más susceptibles de sufrir erosiones internas son las arenas finas y limos, estimándose su susceptibilidad mediante el ensayo de tubificación (Recuadro 12.1 del Capítulo 12).

La erosión interna puede darse en los siguientes casos (Gálvez, 1994):

- En las zonas de contacto entre la cimentación y la presa a favor de fisuras en el núcleo de la presa y su contacto con el cimientado; en excavaciones de la cimentación mal ejecutadas o deficientemente inyectadas; en superficies de discontinuidad del macizo de cimentación no tratadas sobre las que se apoya el núcleo; en zonas de contacto entre el núcleo y las obras de fábrica; por irregularidades en los taludes; etcétera.
- A través de la cimentación por socavación de zonas de aguas abajo de la presa afectadas por filtraciones.
- En los materiales que forman el cuerpo de presa: zonas mal compactadas o con insuficiencia de drenaje.

Una de las medidas para evitar la erosión interna es la instalación de **filtros y drenes**. Los filtros impiden la migración de partículas hacia la cimentación o hacia los huecos de materiales mas gruesos, evitando el arrastre de partículas finas; los drenes son elementos de alta permeabilidad cuya función es disminuir las presiones intersticiales (Figuras 11.3, 11.16 y 11.21).

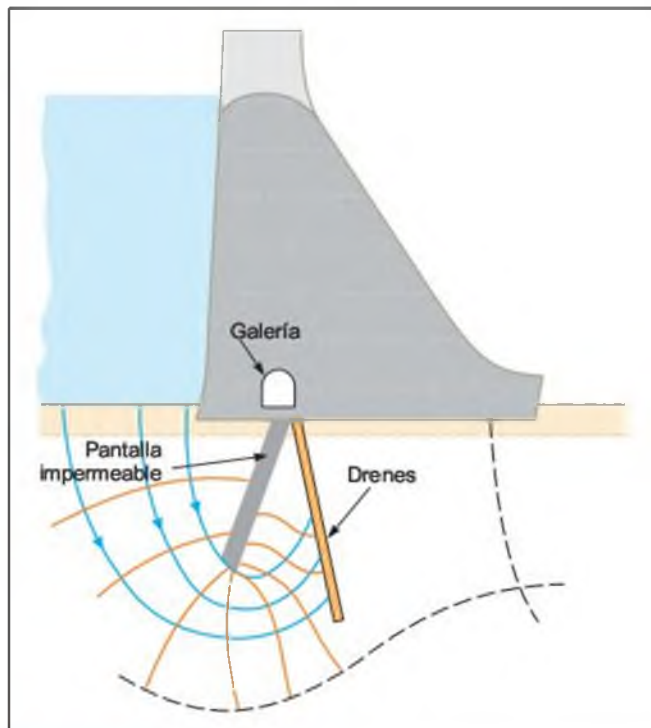


Figura 11.24 Efecto de una pantalla impermeable inclinada aguas arriba y un sistema de drenes con pendiente aguas abajo en la red de flujo de la cimentación de una presa de gravedad.

Permeabilidad y control de filtraciones

Las filtraciones que se pueden producir tanto en la cimentación como en las laderas del embalse se evalúan según los métodos descritos en el Capítulo 5 de hidrogeología. Entre ellos, el más utilizado se basa en las redes de flujo. Sin embargo, y con independencia del método elegido, es necesario obtener el coeficiente de permeabilidad del terreno, a partir de los distintos ensayos descritos en los Capítulos 5 y 6.

En los estudios de presas es prácticamente una «norma» utilizar el **ensayo Lugeon** para determinar la capacidad de admisión de agua en las condiciones definidas en este ensayo, considerando que el macizo es estanco cuando la absorción de agua es inferior o igual a 1 litro/minuto por metro lineal a una presión de 10 kp/cm² (10 bares) durante 10 minutos, en un tramo de 5 m sondeo, es decir 1 **unidad Lugeon (UL)**. Sin embargo, la utilización del ensayo Lugeon para calcular la permeabilidad no es adecuada, ya que es muy poco probable que se den las condiciones de la ley de Darcy durante la realización del ensayo en macizos fracturados, siendo probable que a la presión de

10 bares se llegue a la fracturación hidráulica, o que se produzcan erosiones internas en el macizo.

Teniendo en cuenta estas consideraciones, es posible utilizar el ensayo Lugeon limitando la presión hasta el umbral de la fracturación hidráulica, o **presión crítica** de ensayo. Con este criterio se han propuesto algunas relaciones entre el ensayo Lugeon y la permeabilidad (Shibata, 1981; en Foyo y otros, 1998):

- Para sondeos de 6,5 cm de diámetro: 1 UL = $1,3 \times 10^{-5}$ cm/s.
- Para sondeos de 4,5 cm de diámetro: 1 UL = $1,4 \times 10^{-5}$ cm/s.

De forma semejante, Shimizu, 1985 (en Foyo y otros, 1998), propone la siguiente expresión:

$$k = \frac{UL}{12 \times 10^4} \ln \frac{L}{r}$$

en donde:

- k = coeficiente de permeabilidad en cm/s.
- UL = unidad Lugeon.
- L = longitud del tramo de ensayo.
- r = radio del sondeo.

A fin de evitar el fenómeno de fracturación hidráulica y la pérdida o absorción de todo el caudal de inyección, con la consiguiente imposibilidad de utilizar el ensayo Lugeon convencional para estimar la permeabilidad del macizo, Foyo y otros (1998) proponen efectuar el ensayo Lugeon con la siguiente modificación (**ensayo Lugeon modificado**):

- Escalones de carga (bares): 0-2-3-5-7-10-7-5-3-2.
- Tramo de ensayo = 3,0 m.
- Tiempo de ensayo = 5 minutos.

La relación entre el ensayo Lugeon convencional y el modificado es la siguiente:

$$1,0 \text{ UL (convencional)} = 1 \text{ UL (modificado)}/3,5$$

Una vez determinada la permeabilidad y la red de flujo a través del macizo de cimentación, se analiza si las condiciones de permeabilidad son aceptables, y si las fuerzas de filtración, subpresiones y gradientes son igualmente aceptables. En caso contrario es necesario controlar dichas fuerzas de filtración, disminuyendo los gradientes y las subpresiones, mediante distintos tratamientos de impermeabilización y/o drenaje, por ejemplo:

- **Tratamiento de la superficie de contacto presa-cimentación**, consistente en prolongar el apoyo de la presa, habitualmente su núcleo, hasta encontrar un macizo resistente y de baja permeabilidad (Figura 11.33).
- Construcción de un **tapiz de impermeabilización**, consistente en un material arcilloso com-

factado de baja permeabilidad desde el núcleo hasta aguas arriba de la presa (Figura 11.6).

- Construir **pantallas de impermeabilización** para interceptar las filtraciones por debajo de la presa; estas pantallas pueden ser continuas, o rellenas de hormigón, arcilla, bentonita-cementos, etc., o bien inyecciones de tipo *jet-grouting*, o convencionales con mezclas de cementos, resinas, geles, etc. (Figura 11.35).
- Las **inyecciones** constituyen el procedimiento más empleado en el tratamiento de la cimentación de las presas, y consisten en introducir fluidos (que solidifican rápidamente) a través de fisuras, huecos o discontinuidades de los maci-

zos rocosos, mediante la perforación de taladros e inyección del fluido a cierta presión.

La **inyectabilidad del macizo** se estima a partir del ensayo Lugeon según los siguientes criterios (ICOLD, 1993):

- Para valores inferiores 1 UL no es necesaria la inyección.
- Para 10 UL es necesaria la inyección.
- Para 100 UL las inyecciones son para rellenar fracturas abiertas y huecos.

Las distintas técnicas de inyección se describen en ICOLD (1993) y en Bielza (1999).

11.9

Estabilidad de laderas en embalses

El llenado de un embalse supone los siguientes efectos:

- Imposición de una carga en las laderas y fondo del valle equivalente a la altura de agua en cada punto del vaso.
- Elevación del nivel freático en las laderas del embalse.
- Cambios en las condiciones hidrogeológicas de los materiales afectados.
- Oscilación de los niveles freáticos en las laderas del embalse según las condiciones de explotación del aprovechamiento.

Como consecuencia de estos efectos se producen cambios tensionales, cuyas consecuencias pueden dar lugar a inestabilidades en las laderas del embalse. En el Recuadro 11.2 se presenta un análisis de las situaciones más características en relación con la estabilidad (para llenado y vaciado brusco del embalse). Como puede observarse la situación más crítica se da cuando se produce un desembalse brusco en materiales de baja permeabilidad.

Ante el riesgo de que se puedan producir estas situaciones de inestabilidad es necesario realizar los siguientes estudios:

1. Investigar antes de la construcción de la presa la existencia de deslizamientos o zonas inestables.
2. Evaluar la tipología y actividad de los deslizamientos (ver Capítulo 14), su geometría, volumen y distancia a la presa.

3. Analizar su estabilidad considerando la hipótesis de vaciado brusco.
4. En el caso de ser posible el deslizamiento, debe valorarse su peligrosidad, pudiendo optar por tomar medidas estabilizadoras, instrumentar la ladera durante la construcción y explotación, o bien reconsiderar el emplazamiento de la presa.

En el análisis de peligrosidad (ver Capítulos 13 y 14) debe tenerse en cuenta el volumen potencial de material deslizado, el volumen del embalse, la distancia a la presa y la velocidad del movimiento. En la presa de Vajont el gran deslizamiento alcanzó una velocidad media de 20 a 40 cm/día dos días antes de la rotura masiva, y 80 cm/día las horas precedentes a la catástrofe. La masa que produjo la enorme ola (70 m de altura) se desplazó a una velocidad de 20-30 m por segundo.

Sin embargo, los deslizamientos más frecuentes en las laderas de los embalses son de escaso tamaño, y se producen en materiales de alteración y coluviales, no presentando riesgo en la gran mayoría de los casos, tanto por su volumen como por su lento movimiento. Los deslizamientos más importantes suelen estar asociados a estructuras geológicas favorables a los movimientos gravitacionales, bajo condiciones geomorfológicas y climáticas asociadas a los grandes movimientos de masas inestables (zonas de montaña en

áreas afectadas por procesos glaciares o periglaciares, épocas climáticas más húmedas, procesos morfotectónicos y erosivos muy activos), o bien la actividad sísmica o volcánica importante.

En cualquier caso los deslizamientos en un embalse

se, incluso los que no suponen riesgo para la seguridad de la presa, no deben ser desestimados, ya que producen aportes de materiales sólidos, obstrucciones a los órganos de desagüe de la presa, y pérdida de capacidad del vaso.



Recuadro 11.2

Influencias de las oscilaciones del nivel de agua en la estabilidad de las laderas de un embalse

La explotación de un embalse supone periodos de llenado y desembalse que, en ocasiones, y por necesidad de laminación de avenidas, u otras causas, implican un desembalse brusco. Este es el caso más desfavorable para la estabilidad de las laderas, al generarse unas condiciones de desequilibrio por permanecer los materiales con elevadas presiones intersticiales que no se disipan con la misma velocidad del descenso del nivel de agua en el vaso.

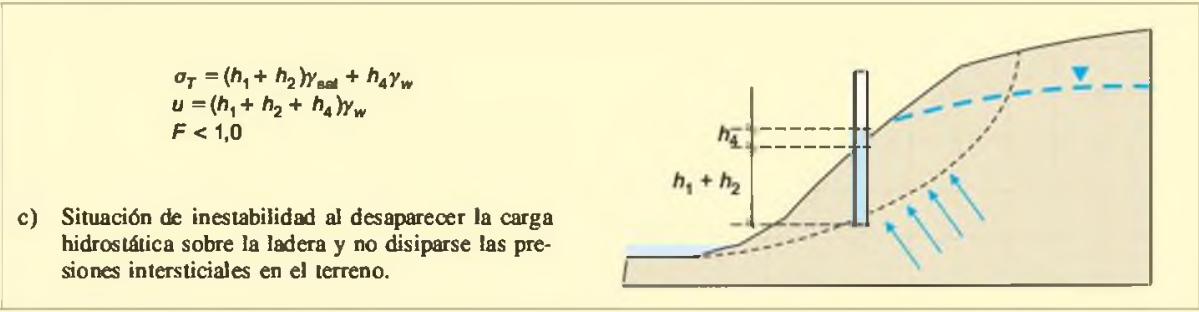
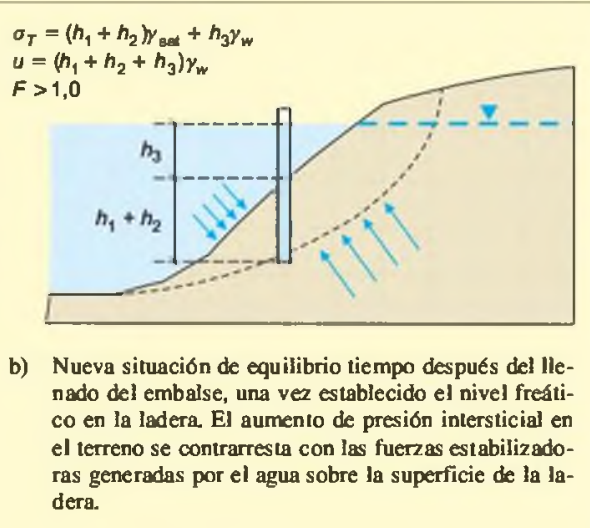
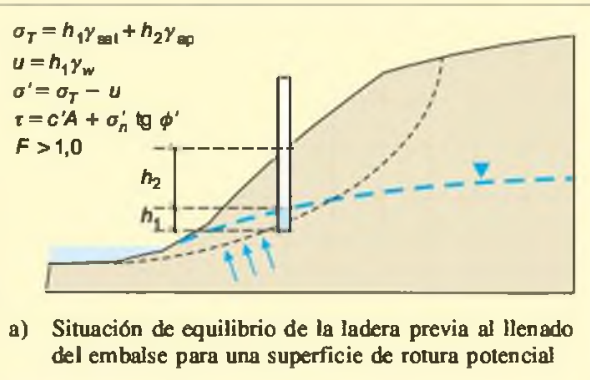
En las Figuras adjuntas se analizan las situaciones más características:

- a) Situación inicial previa al llenado del embalse.
- b) Situación una vez llenado el embalse lentamente y establecido el nivel freático correspondiente en la ladera.
- c) Situación de vaciado brusco del embalse en materiales de baja permeabilidad.

Al llenarse el embalse, las laderas adoptan nuevas condiciones hídricas y se establecen, en general, los niveles freáticos de acuerdo con la altura del agua embalsada y las características hidrogeológicas de los materiales.

La resistencia del terreno se verá afectada principalmente por la generación de presiones intersticiales. Pero el agua embalsada, por otro lado, ejerce sobre la superficie de la ladera una fuerza estabilizadora que se opone al deslizamiento.

El descenso rápido del nivel de agua hace que desaparezcan de forma brusca estas fuerzas estabilizadoras, quedando el terreno con elevadas presiones intersticiales que generan condiciones de inestabilidad.



Condiciones generales

La cimentación de una presa, independientemente de su tipología, debe reunir las siguientes condiciones:

- Resistencia y estabilidad tanto del macizo de cimentación como de los estribos.
- Deformabilidad compatible con las cargas de la presa.
- Estanqueidad de la cimentación y control de las fuerzas de filtraciones con eliminación de las subpresiones o reducción a los niveles exigidos por la estabilidad de la presa.
- Estabilidad frente a erosiones internas y socavaciones.
- Estabilidad frente a sismos y sus efectos inducidos (licuefacción, densificación, colapsos, fallas activas, etc.).
- Estabilidad frente a movimientos del terreno (deslizamientos, hundimientos, subsidencias, etc.).

Fuerzas ejercidas

La construcción de una presa modifica sustancialmente las tensiones naturales del macizo de cimentación, dando lugar a las siguientes fuerzas:

- Peso propio de la presa, que induce compresiones y esfuerzos cortantes.
- Cargas hidráulicas como resultado de la explotación, que generan compresiones, esfuerzos cortantes y tracciones.
- Subpresiones en la base de la presa y fuerzas de filtración en el interior del macizo.

Entre estas fuerzas las de filtración son las de mayor trascendencia, por dos hechos importantes (ICOLD, 1993):

1. Las filtraciones a través de los poros y discontinuidades del macizo producen tensiones internas en el macizo proporcionales al gradiente hidráulico de filtración (pérdida de carga por unidad de longitud).

2. El gradiente hidráulico no depende de la permeabilidad absoluta.

El primer punto supone que se puedan dar fuerzas de filtración del mismo orden de magnitud de las fuerzas gravitacionales. El segundo punto puede significar que en un mismo macizo, independientemente de su permeabilidad (la presión de agua en el interior del macizo rocoso es independiente de la permeabilidad, aunque sí depende del modelo de flujo), las tensiones debidas a las fuerzas de filtración sean las mismas; lo único que puede variar es el caudal de pérdidas.

En función del tipo de presa y sus dimensiones, las fuerzas ejercidas sobre el macizo de cimentación pueden variar en magnitud y dirección:

- En las presas de materiales sueltos las tensiones sobre la cimentación corresponden a la altura de la presa en el punto considerado, es decir no son uniformes; estas presas tienen un comportamiento flexible y semiplástico, (Figura 11.25a).
- Las presiones debidas a la carga hidráulica son hidrostáticas y aumentan linealmente con la profundidad.
- El comportamiento de las presas de hormigón con respecto a la cimentación es rígido. Las cargas o tensiones sobre el cimiento no son uniformes, aunque las deformaciones pueden ser casi uniformes en macizos muy rígidos, (Figuras 11.25b y 11.30).
- Por efecto del llenado del embalse la resultante de las fuerzas debidas a la presión hidrostática y al peso, tiene una dirección inclinada hacia aguas abajo de la presa, (Figura 11.25c y d).
- En las presas de arco y de bóveda los empujes debidos a las cargas hidrostáticas se distribuyen hacia los estribos por el efecto arco que condiciona su geometría, (Figura 11.25e).
- En estos últimos tipos de presas de hormigón el sistema formado por la presa y su cimentación es fuertemente **hiperestático**; es decir, las tensiones se distribuyen en función de los repartos esperables de la deformabilidad de los materiales (ICOLD, 1993).

Como resultado de las fuerzas de empuje hidrostático, la presa tenderá a deslizar a favor del contacto

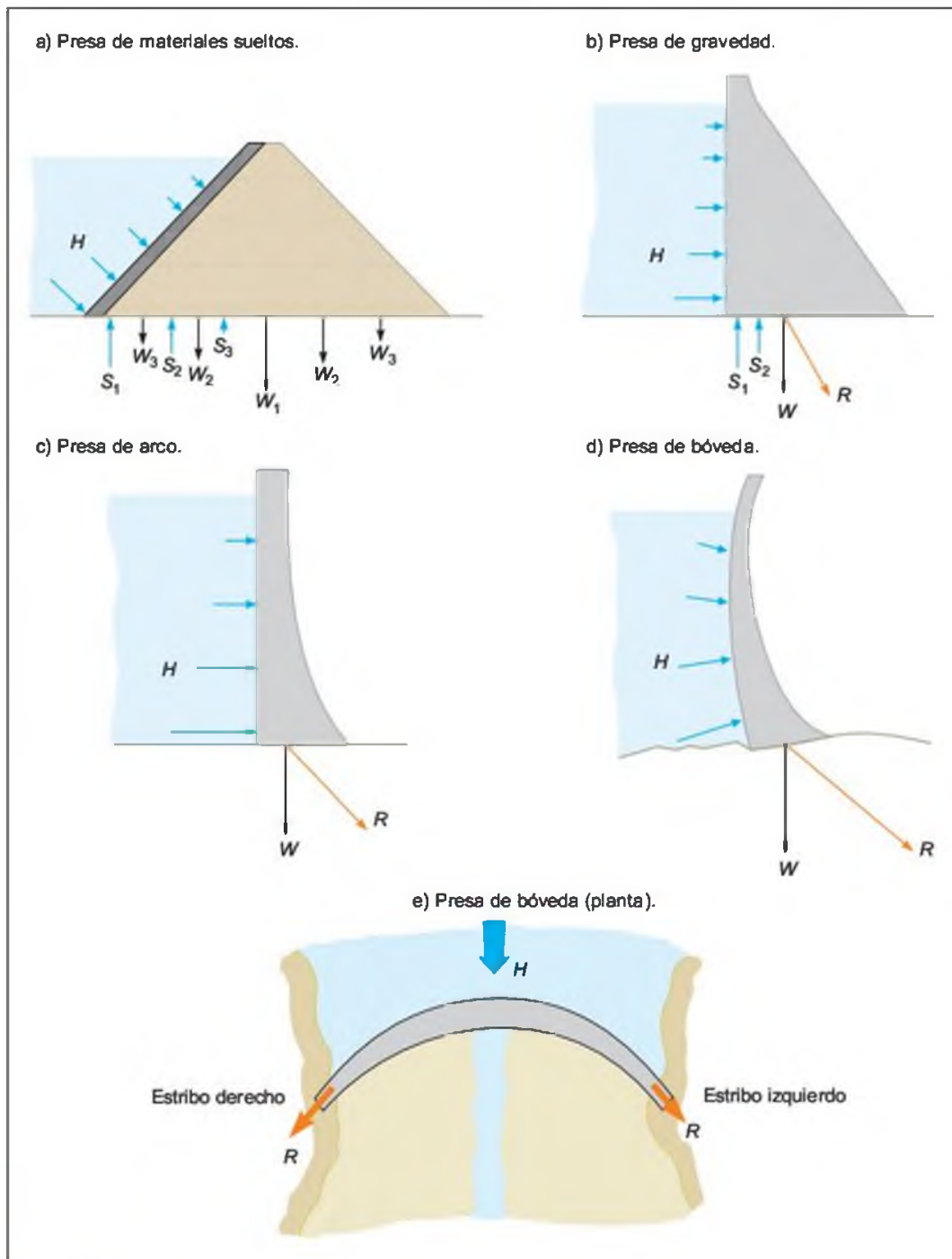


Figura 11.25 Fuerzas actuantes en las presas. H: presión hidrostática; S: subpresiones; W: peso de la presa; R: resultante de H y W (embalse lleno).

presa-cimentación y a volcar con respecto a un punto situado aguas abajo del pie de presa. Ambos efectos son contrarrestados mediante el adecuado diseño geométrico de la presa.

Mecanismos de rotura

La respuesta del macizo rocoso a las fuerzas ejercidas por la presa puede dar lugar a roturas en la cimentación, aspecto muy importante en la seguridad de las presas, según se ha visto en el Apartado 11.1.

En presas de materiales sueltos las roturas más características en la cimentación son por las siguientes causas:

- Roturas a favor de materiales de baja resistencia (Figura 11.26a).
- Asientos en la presa por compresibilidad de suelos blandos (Figura 11.26b).
- Erosión interna en los materiales de cimentación (Figura 11.26c).

En el Recuadro 11.3 se describe el mecanismo de la rotura de la presa de residuos mineros de Aznalcóllar, como ejemplo reciente de gran interés.

En presas de hormigón, donde las cargas son más elevadas, la concentración de tensiones puede dar lugar a una deformación importante en materiales blandos o de baja resistencia. En estos casos el análisis de la rotura del macizo puede realizarse mediante algún procedimiento basado en la teoría de la plasticidad (ver Capítulo 8 de Cimentaciones) o del equilibrio límite. En la Figura 11.27 se presentan distintos tipos de roturas en cimentaciones de presas de hormigón. Las más características son:

- Roturas por esfuerzos cortantes en rocas blandas bajo cargas elevadas.
- Roturas a favor de superficies de discontinuidad de baja resistencia buzando aguas abajo.

- Roturas a favor de fracturas y discontinuidades conjugadas de baja resistencia en rocas duras.
- Roturas en los estribos a favor de discontinuidades orientadas en la dirección de los empujes.
- Deslizamiento de la presa a favor del contacto presa-cimentación.
- Deslizamiento de la cimentación a favor de discontinuidades o capas de baja resistencia.

En la Figura 11.28 se muestran varios ejemplos de situaciones geológicas que pueden dar lugar a las anteriores roturas. Sin embargo, la experiencia de accidentes en presas por causa de la cimentación ha puesto de manifiesto la importancia decisiva de las fuerzas de filtración para que estos mecanismos de rotura lleguen a producir el fallo de la cimentación.

La rotura de la presa de Malpasset, ya citada en el Apartado 11.1, se debió al mecanismo de rotura que se muestra en la Figura 11.29. La rotura del estribo izquierdo se produjo por la intersección de planos de esquistosidad con buzamiento aguas abajo y una falla con rellenos arcillosos con buzamiento aguas arriba. A favor de la esquistosidad se desarrollaron las máximas presiones de filtración en un macizo de muy baja permeabilidad, lo que dio lugar a la apertura de una gran fractura y a su propagación, permitiendo el deslizamiento del estribo izquierdo de la presa a favor de la falla.

En resumen, la presencia de discontinuidades importantes que puedan conjugarse formando bloques o cuñas con posibilidad cinemática de rotura, son factores importantes a considerar; para ello es necesario que la estructura geológica sea favorable a la dirección de los empujes de la presa y la presencia de elevadas presiones hidrostáticas. También es necesario que las discontinuidades tengan gran continuidad, o al menos algunos de los planos principales, para permitir el movimiento en la dirección de los citados empujes, y que estas discontinuidades tengan baja resistencia (fallas, rellenos arcillosos, etc.). Sin embargo, aún dándose estas condiciones favorables al movimiento de grandes bloques o cuñas, es decisiva la contribución de las presiones hidrostáticas sobre dichas discontinuidades.

Otro de los posibles mecanismos de rotura en cimentaciones se debe a la presencia de niveles sedimentarios blandos, fallas, zonas de cizalla, etc, que, buzando aguas abajo de la presa (o con disposición horizontal), permitan, cinemáticamente, el deslizamiento de la presa (Figura 11.27d) y e); Figura 28f)).

En el Recuadro 11.4 se presenta el análisis de estabilidad de una presa a favor de planos de discontinuidad situados por debajo de la cimentación, o por el contacto presa-terreno.

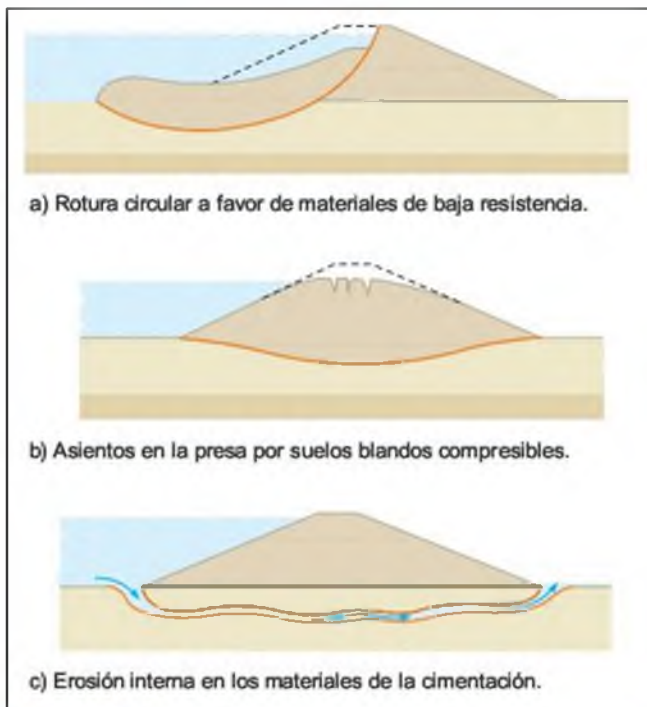


Figura 11.26 Mecanismos de rotura en presas de tierras por fallo de la cimentación.



Recuadro 11.3

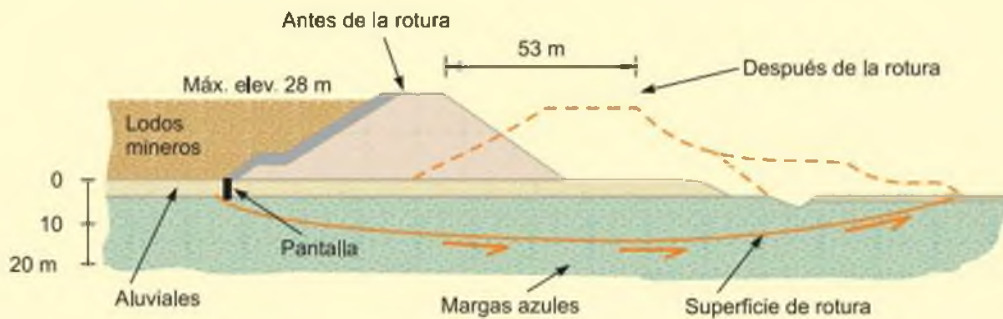
El mecanismo de rotura de la presa de Aznalcóllar (Sevilla)

La rotura de la presa de residuos mineros de Aznalcóllar (ver Recuadro 1.3 del Capítulo 1) ha sido estudiada por Olalla y Cuéllar (2001). La presa, de 28 m de altura, estaba construida con depósitos de raña (gravas con abundante matriz arcillosa, clasificación GC), con núcleo impermeable en el paramento aguas arriba. Se apoyaba sobre un primer nivel aluvial de poco espesor y la formación miocena de las margas azules, cuyas propiedades medias son: 68 % de arcillas, límite líquido 65, índice de plasticidad 35, 21 % de carbonatos, resistencia a compresión simple 450 kPa, cohesión 31 kPa, ángulo de rozamiento interno residual 12° y módulo de deformación 100 MPa.

Las margas estaban afectadas por superficies de cizalla (*slickensides*) y discontinuidades de origen sinsedimentario.

La rotura tuvo lugar a favor de una superficie situada en las margas azules (con un buzamiento de 2 grados agua abajo de la presa), a una profundidad máxima del orden de 14 m por debajo de la base de la presa, que llegó a desplazarse 53 m (ver Figura adjunta). Esta rotura profunda de tipo progresivo se debió a los siguientes factores:

- Existencia de una zona sometida a elevadas tensiones en las margas por el peso de la presa y la carga de los lodos mineros.
- Presencia de superficies de discontinuidad de tipo sinsedimentario y planos en cizalla en las margas.
- Desarrollo de altas presiones intersticiales en las margas, que permanecieron muy elevadas incluso después de la rotura.



Esquema del mecanismo de rotura del terreno de cimentación de la presa de Aznalcóllar (Olalla y Cuéllar, 2001)

Distribución de tensiones

En las presas de gravedad, la resultante de los empujes y del propio peso de la presa tiene una dirección hacia aguas abajo de la presa que induce dos efectos:

- Un momento de vuelco.
- Una distribución no uniforme de tensiones en el macizo de cimentación.

El primero de los efectos se resuelve con el adecuado diseño geométrico de la presa. Sin embargo, como consecuencia de estos efectos se generan tensiones en la cimentación de la presa de tipo compresivo en el pie, y tracciones relativas aguas arriba de la misma (Figura 11.30).

El segundo de los efectos implica que las deformaciones en la cimentación de la presa bajo la acción de

las distintas cargas aplicadas puedan ser desiguales, o no uniformes. Los macizos rocosos con litología heterogénea o afectados por discontinuidades importantes, zonas de alteración diferencial, etc. y, en general, situaciones geológicas que produzcan anisotropías en la resistencia de los materiales, presentan módulos de deformación muy diferentes en los distintos puntos de apoyo de la presa, con el resultado de concentración de tensiones en zonas del contacto presa-cimentación.

En la presa de Funcho, Portugal, una bóveda de 49 m de altura construida en 1993, el macizo rocoso está formado por pizarras y grauwacas con una estructura geológica muy heterogénea en un valle asimétrico. En el estribo derecho predominan pizarras muy alteradas y decomprimidas inclinadas hacia el cauce del río; en el estribo izquierdo predominan las grauwacas con buzamiento hacia el interior del macizo (Figura 11.31).

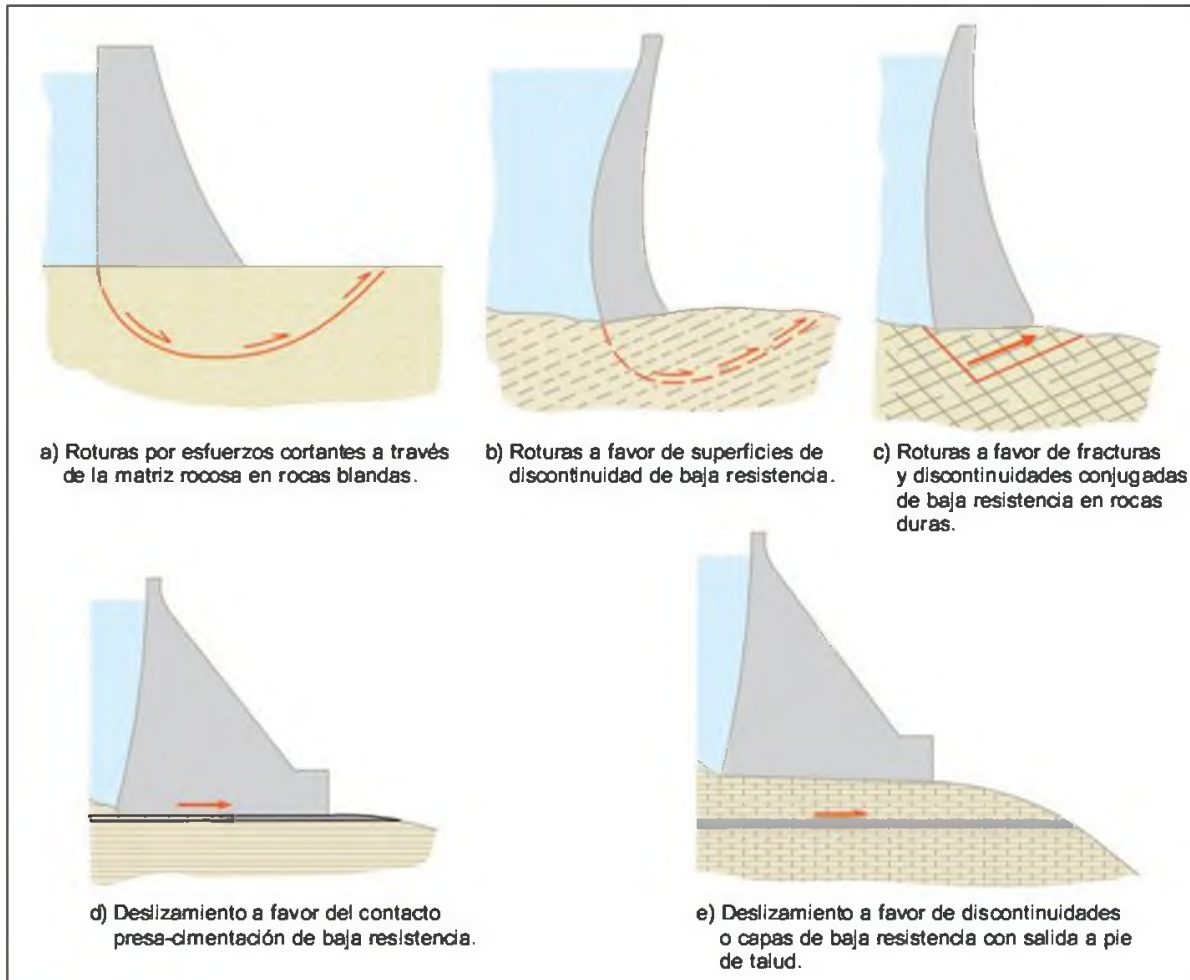


Figura 11.27 Mecanismos de rotura en cimentaciones de presas de hormigón.

Los estudios geológicos y los ensayos *in situ* en galerías permitieron detectar deformaciones muy diferentes en cada margen de la cerrada como consecuencia de su naturaleza litológica. Se midieron módulos de deformación en el estribo derecho 25 a 30 veces inferiores a los del estribo izquierdo, a escasos metros de profundidad. En el proyecto se definió una excavación de 25 m en el estribo derecho, donde la relación entre los módulos de deformación del hormigón y la roca fue de 10 y 12. La solución fue construir un «plinto» (o zócalo de hormigón) en todo el estribo derecho con objeto de disminuir las tensiones, además de un tratamiento intensivo de consolidación en el macizo. El embalse ha alcanzado su nivel máximo comprobándose el buen comportamiento de la presa.

Tratamientos

En la mayoría de las cimentaciones para presas, sobre todo en las de hormigón, es necesario realizar algún

tipo de tratamiento de mejora en la superficie de apoyo de la presa o bien en el propio macizo de cimentación.

La excavación de la cimentación supone una serie de cambios tensionales y ambientales (decompresiones, voladuras, desecaciones y aumento de humedad, etc.) que obligan a tomar una serie de precauciones para evitar el deterioro de la resistencia del macizo y mejorar sus propiedades en la zona de apoyo de la presa. Las medidas convencionales a adoptar son las siguientes:

- Durante la excavación y «banqueo» (Figura 11.32).
 - Control de voladuras.
 - Excavación de taludes con pendientes «suavizadas».
 - En presas de hormigón excavación en escalones inclinados aguas arriba con objeto de dar más resistencia a la superficie de contacto presa-terreno.
- En la superficie de apoyo (Figuras 11.33 y 11.34).



Recuadro 11.4

Análisis de estabilidad de una presa frente al deslizamiento

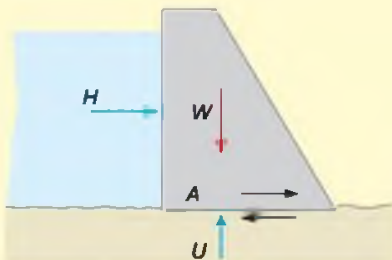
Las presiones hidrostáticas debidas al llenado del embalse inducen una fuerza sobre la presa que debe ser resistida tanto por la presa como por el macizo de cimentación.

Factores básicos:

— La resistencia al corte del macizo rocoso y de las discontinuidades

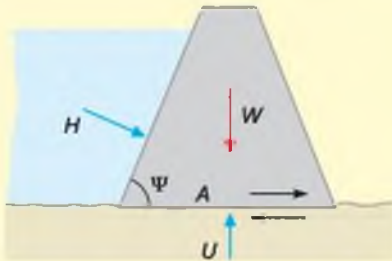
— Las presiones intersticiales ejercidas sobre el macizo y las superficies de deslizamiento, que pueden variar desde las máximas cargas a embalse lleno, aguas arriba de la cimentación, hasta disiparse completamente aguas abajo de la presa.

Cálculo del coeficiente de seguridad de una superficie de rotura potencial



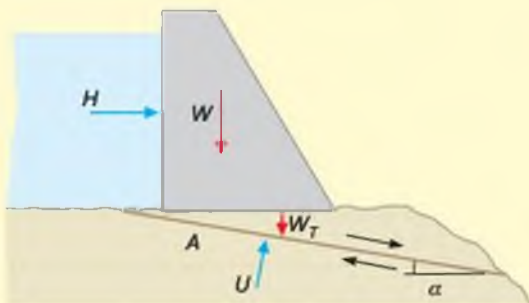
a) Superficie de deslizamiento horizontal a favor del contacto presa-terreno; paramento aguas arriba de la presa vertical:

$$F = \frac{cA + (W - U) \operatorname{tg} \phi}{H}$$



b) Superficie de deslizamiento horizontal a favor del contacto presa-terreno; paramento aguas arriba inclinado:

$$F = \frac{cA + (W + H \cos \psi - U) \operatorname{tg} \phi}{H \operatorname{sen} \psi}$$



c) Superficie de deslizamiento en el terreno por debajo de la cimentación, buzando aguas abajo:

$$F = \frac{cA + (W \cos \alpha + W_T \cos \alpha - H \operatorname{sen} \alpha - U) \operatorname{tg} \phi}{W \operatorname{sen} \alpha + W_T \operatorname{sen} \alpha + H \cos \alpha}$$

c, ϕ : cohesión y ángulo de rozamiento de la superficie de deslizamiento.

A : área del plano de deslizamiento.

W : peso de la estructura.

W_T : peso de la cuña de terreno sobre la superficie de deslizamiento.

U : fuerza debida a la presión de agua sobre la superficie del deslizamiento.

H : fuerza hidrostática sobre la presa.

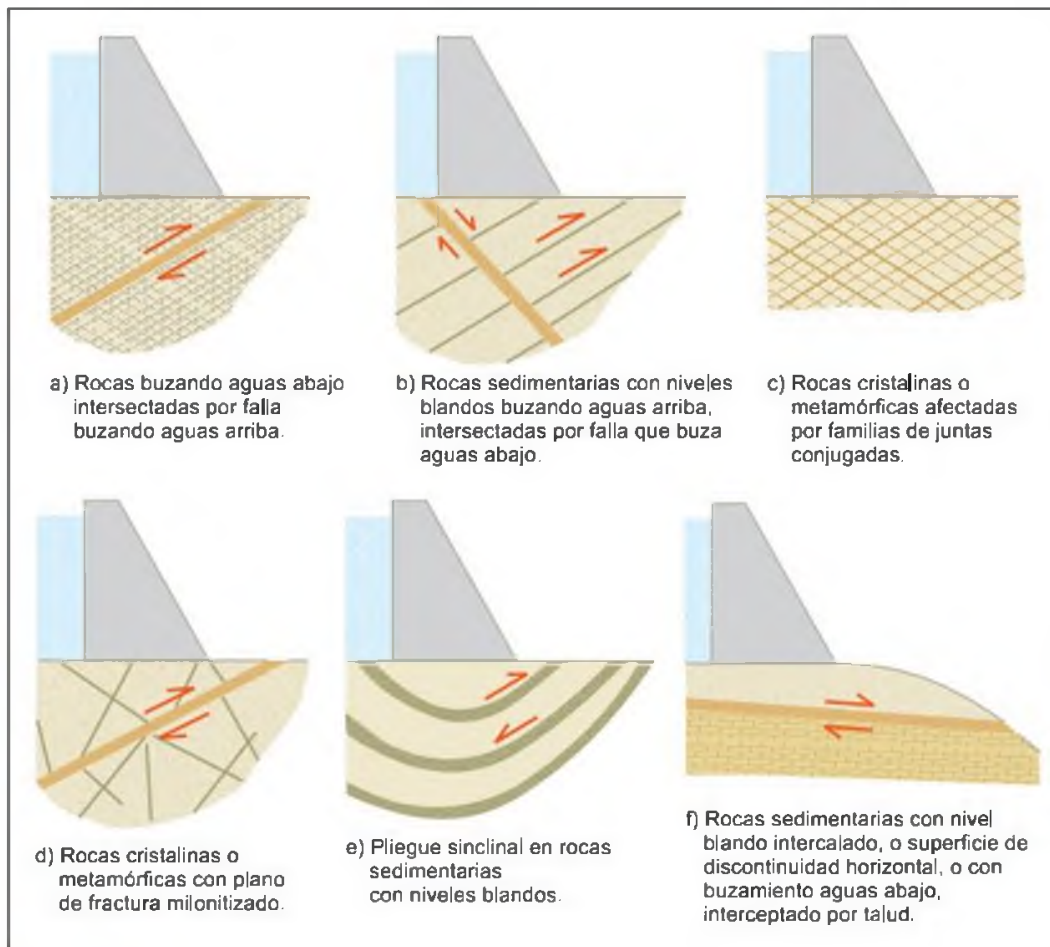


Figura 11.28 Condiciones geológicas favorables a la formación de roturas en la cimentación de presas de hormigón.

- Limpieza y saneo de materiales erosionables y bloques sueltos.
- Sellado de fracturas, huecos y grietas.
- Relleno de cavidades, zonas alteradas o de fallas.
- Tratamientos de **consolidación de la cimentación y control de filtraciones**. Cuando el macizo de cimentación no presente suficiente resistencia, o tenga alta deformabilidad, o presente problemas de permeabilidad y filtraciones, es necesario proceder al tratamiento de mejora del mismo con los siguientes objetivos:
 - Reducir las deformaciones.
 - Aumentar la resistencia.
 - Controlar las filtraciones y permitir el drenaje.

Las medidas más habituales a adoptar son las siguientes (Figura 11.35):

- **Control de la deformabilidad**. La inyección de fracturas mejora la deformabilidad, ya que el módulo de deformación depende principalmente de la apertura de fracturas en macizos diaclasados, siendo este tratamiento, en general, el más apropiado.
- **Control de la permeabilidad**. Se utilizan inyecciones localizadas y pantallas continuas, en función del tipo de macizo a tratar. Las altas permeabilidades se suelen concentrar en fracturas abiertas.
- **Control de las subpresiones**. Mediante pantallas de inyecciones y/o drenajes se reducen las subpresiones, consiguiendo aumentar la estabilidad de la presa.

Para una descripción detallada de estos tratamientos se remite a ICOLD (1993) y Wyllie (1999).

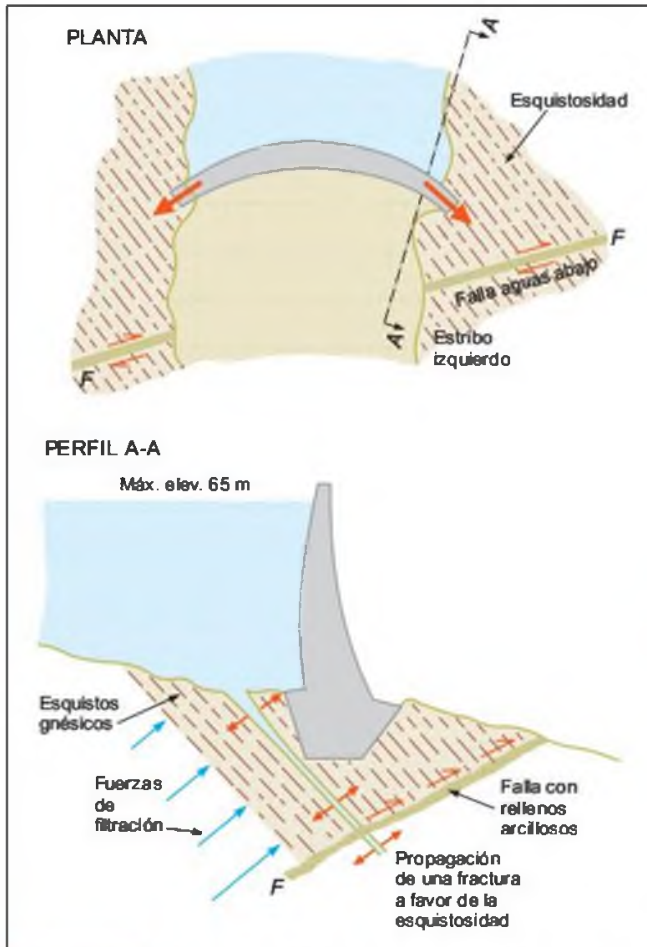


Figura 11.29 Mecanismo de rotura de la presa de Malpasset, Francia (modificado de Wittke, 1990).

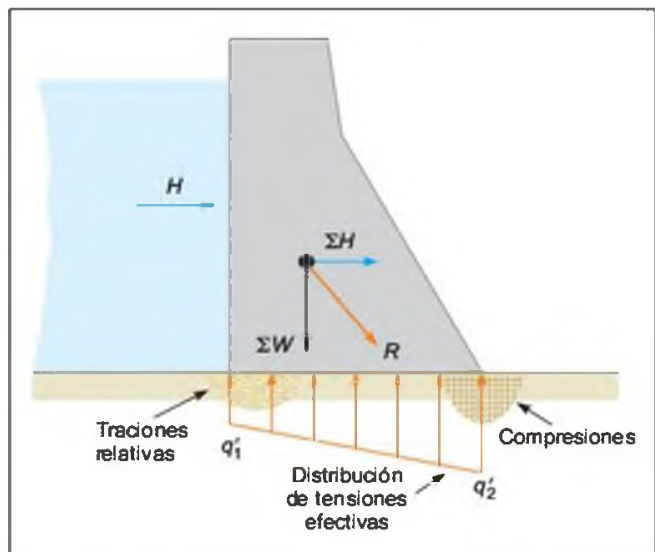


Figura 11.30 Distribución de tensiones efectivas (q – subpresiones) en la cimentación de una presa de gravedad (modificado de Wyllie, 1999).

Problemas geológicos y posibles soluciones

En función del problema geológico presente en la cimentación y del tipo de presa y su finalidad, las soluciones pueden ser muy diferentes, describiéndose a continuación algunos de los problemas geológicos más frecuentes y sus posibles tratamientos (Kanji, 1994).

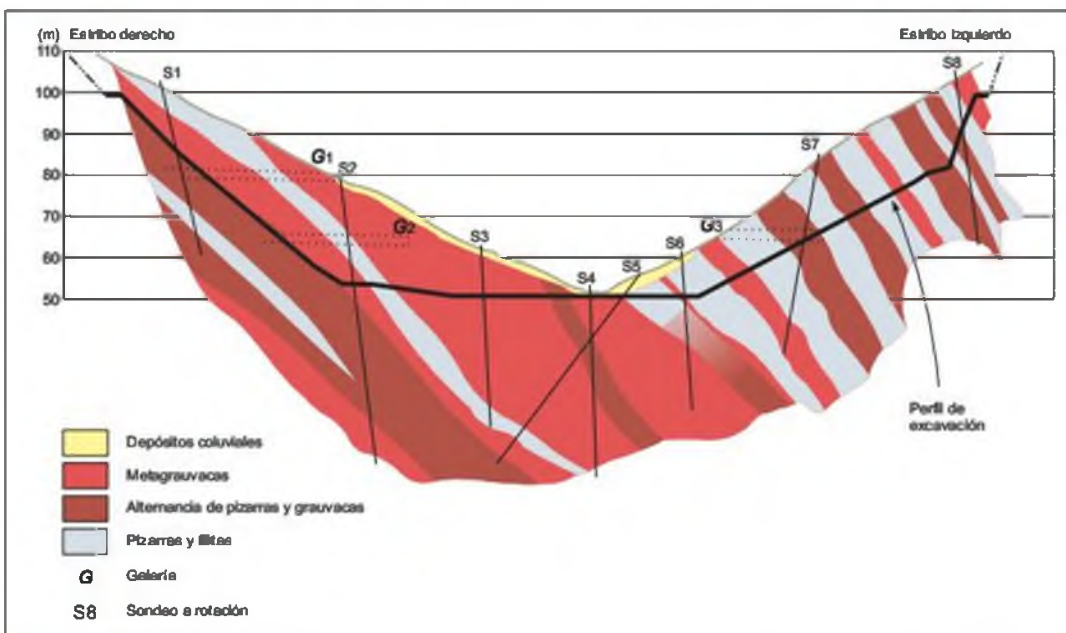


Figura 11.31 Corte geológico y perfil de excavación de la presa de Funcho (Portugal).



Figura 11.32 Excavación del estribo para una presa de bóveda (foto L. González de Vallejo).



Figura 11.33 Excavación y tratamiento de la cimentación para apoyo del núcleo en una presa de materiales sueltos (foto L. González de Vallejo).



Figura 11.34 Preparación de la superficie de apoyo de la cimentación de una presa de hormigón (foto L. González de Vallejo).

■ ROCAS BLANDAS

- Rocas de **baja resistencia**, con posible mecanismo de rotura a través de la matriz rocosa (Figura 11.27a); en estos casos se puede requerir una excavación más profunda a fin de alcanzar un nivel más resistente; si no es así, es necesario modificar la geometría de la presa, o bien cambiar el tipo de presa.
- Pérdida de resistencia por efecto de la **saturación**; gran parte de las rocas blandas pierden resistencia al saturarse (rocas cementadas, arcillosas, etc.), siendo necesario realizar ensayos sobre muestras saturadas.
- **Deseccación** en rocas de alto contenido en arcillas (argilitas, margas, etc.), y agrietamiento en excavaciones, lo que hace necesario el hormigonado inmediato.
- **Baja durabilidad** en materiales arcillosos.
- **Expansividad** en rocas con contenidos en esmectita, requiriendo protección superficial.
- A veces algunas rocas blandas precisan algún tipo de **voladura**, dando superficies irregulares y fisuraciones, siendo necesario su control.

■ ROCAS DURAS

La presencia de discontinuidades o capas blandas de gran longitud, horizontales o de bajo ángulo buzando aguas abajo, representa «a priori» un problema geológico de importancia (Figura 11.28f), muy común en rocas duras. Si estas discontinuidades están a poca profundidad, la solución es la excavación completa, aunque ésta puede ser también parcial. Otras soluciones consisten en macizar tramos de la discontinuidad a través de galerías, pantallas, etc., pudiendo complementar estas medidas con drenajes, inyecciones y, a veces, con anclajes.

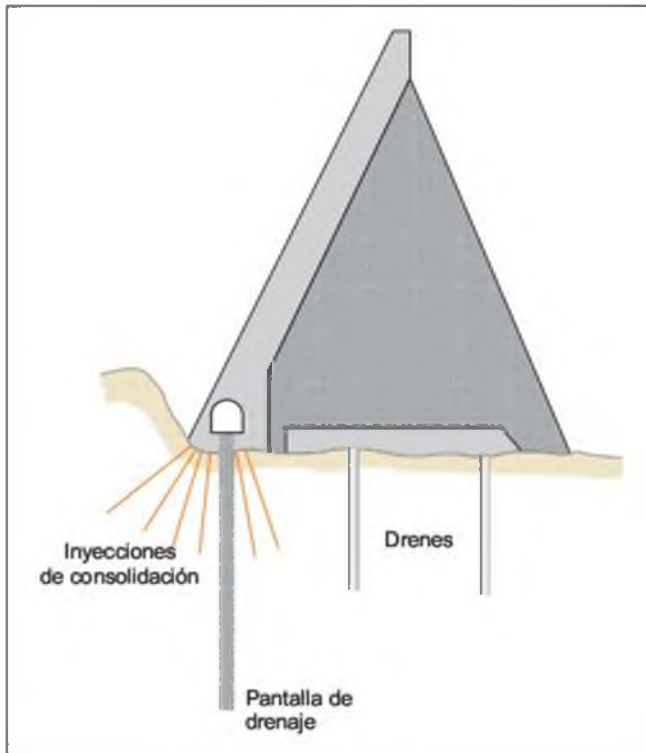


Figura 11.35 Tratamientos de consolidación y drenaje en una presa de contrafuertes (modificado de Jaoui et al. 1982; en Wylie, 1999).

■ FALLAS Y ZONAS DE TRITURACIÓN TECTÓNICA

En el caso de fallas y zonas de trituración tectónica o de intensa fracturación, los tratamientos varían en función de cada problema. En general, estas discontinuidades suelen tener escaso espesor, y el tratamiento más común es la excavación de la zona más superficial, reemplazando el material saneado por hormigón, o bien realizar inyecciones desde superficies o galerías. Las zonas de fracturación intensa están asociadas a permeabilidades altas y compresibilidades elevadas, con baja resistencia al corte, requiriéndose tratamientos de consolidación y, en ocasiones, anclajes.

■ CAVIDADES

Las cuevas, cavidades o huecos, en general, se tratan con inyecciones. Sin embargo el principal problema es su detección, lo que supone una incertidumbre en los tratamientos, que si son muy extensivos (como ocurre en los terrenos kársticos) pueden resultar muy costosos.



Neotectónica y sismicidad natural e inducida

En los proyectos de presas hay que considerar la acción sísmica que pueda afectar a la estructura en el caso de un terremoto de magnitud significativa. En muchas áreas la actividad sísmica es muy baja, pero en otras puede ser alta, como en las zonas próximas al contacto de placas tectónicas (cordilleras de los Alpes, los Andes, Himalaya, Cáucaso, Turquía, etc.).

En España es obligatoria la Norma NCSE-94 y el Reglamento Técnico sobre Seguridad de Presas y Embalses del Ministerio de Fomento. Según este reglamento los terremotos de diseño para el cálculo dinámico de estabilidad de la presa se determinan a partir de los periodos de retorno indicados en el Cuadro 11.4, tratándose específicamente estos aspectos y todo lo relativo a la peligrosidad sísmica y sus efectos en el Capítulo 15.

Además de la acción sísmica, hay que considerar también la posibilidad de que el emplazamiento esté afectado por fallas activas que puedan reactivarse originando situaciones de inestabilidad tanto en la presa como en su cimentación. En el Apartado 15.6 del Capítulo 15 se trata el riesgo de fallamiento activo, así como en la publicación del ICOLD (1998) sobre Neotectónica y Presas.

Son pocos los casos conocidos de presas situadas sobre fallas activas. Hay ejemplos de emplazamientos abandonados como consecuencia de haber considerado la posibilidad de que algunas de las fallas fuesen activas. Un caso polémico de los años 80 fue el abandono del emplazamiento de la presa de Auburn en California (EE.UU.) por la sospecha de actividad de una falla que atravesaba el macizo de cimentación de

Períodos de retorno de los sismos de cálculo para presas

Clasificación de presas	Sismicidad		
	Baja	Media	Elevada
C	NA	TP = 1.000 años	
B		TP = 1.000 años TE = 3.000 a 5.000 años	TP = 1.000 años TE = 10.000 años
A			

(CNEGP, 1999.)

NA: no es necesaria la consideración explícita de la acción sísmica; TP: terremoto de proyecto; TE: terremoto extremo.

Clasificación de presas: Reglamento Técnico Seguridad de Presas, Ministerio de Medio Ambiente.

Ejemplos de embalses afectados por sismicidad inducida

Embalse	Magnitud	Altura de presa (m)
Koyna (India)	6,5	103
Kremasta (Grecia)	6,3	165
Kariba (Zimbabue y Zambia)	6,2	128
Hsinfengkiang (China)	6,1	105
Oroville (USA)	5,8	230
Kurobe (Japón)	4,9	186
Nurek (Tadjikistán)	4,6	317
Volta Grande (Brasil)	4,2	56

la presa. Los estudios realizados dividieron la opinión de los expertos consultados, pero el «Bureau of Reclamation» tomó la decisión de abandonar el emplazamiento y los trabajos de construcción de la bóveda proyectada.

Más recientemente, en Taiwan, la presa de gravedad de Shigun sufrió un desplazamiento vertical de 7,7 m en el estribo izquierdo durante el terremoto del 21 de septiembre de 1999, de magnitud 7,6, que ocasionó la rotura de la estructura (Lee, 1999; en Capote y Martínez, 2001).

En presas o embalses de grandes dimensiones, sobre todo en zonas sísmicamente activas, debe considerarse el fenómeno de la **sismicidad inducida**. Este tipo de sismicidad tiene lugar cuando el nivel del embalse alcanza alturas del orden de 100 m, o bien la capacidad del embalse es superior a 100 millones de metros cúbicos.

En el Cuadro 11.5 se presenta una relación de embalses en donde se han registrado la magnitud y la frecuencia de eventos sísmicos asociados a su llenado.

Este tipo de sismicidad se debe a fenómenos de fracturación hidráulica a favor de fallas sometidas a elevadas presiones intersticiales. En la mayor parte de las presas analizadas, los terremotos han ocurrido en el primer llenado del embalse, disminuyendo la intensidad y la frecuencia de los terremotos en el transcurso de la explotación. Como consecuencia, es necesario efectuar un análisis de la sismicidad natural e inducida en zonas sísmicamente activas, cuando se trate de presas importantes. En estos casos es recomendable proceder al llenado del embalse de forma escalonada y controlada.

Bibliografía recomendada

- Comité Nacional Español de Grandes Presas (CNEGP) (1999). Estudios geológico-geotécnicos y de prospección de materiales. Gufas Técnicas de Seguridad de Presas, n.º 3, Madrid.
- ICOLD (1993). La cimentación de presas en macizos rocosos. Boletín 88. Comité Español de Grandes Presas, Madrid.
- Kanji, M. A. (1994). Engineering geological impacts on the design and construction of dams. Keynote Lecture, 7th Int. IAEG Congress, Lisboa.
- Whalstrom, E. E. (1974). Dams, dam foundation and reservoirs. Elsevier, Amsterdam.
- Wyllie, D. C. (1999). Foundations on rock. E. F. N. Spon, New York.

Referencias bibliográficas

- Attewell, P. B. y Farmer I. N. (1979). Principles of engineering geology. Chapman and Hall, London.
- Capote, R. y Martínez, J. J. Eds. (2001). Varios autores. El riesgo sísmico. Prevención y seguro. Sánchez Cabañero, J.: Mesa redonda sobre aplicación y futuro de la Norma Sismoresistente en España. Consorcio de Compensación de Seguros, Madrid.
- Comité Nacional Español de Grandes Presas (CNEGP) (1999). Estudios geológico-geotécnicos y de prospección de materiales. Gufas Técnicas de Seguridad de Presas, n.º 3, Madrid.
- Foyo, A. Tomillo, C. y Sánchez, M. A. (1998). Presas y embalses. Ingeniería geológica y aspectos ambientales. E.T.S.I. de Caminos. Universidad de Cantabria, Santander.
- Gálvez, C. (1994). Consideraciones sobre el efecto del agua en el diseño y comportamiento de presas de materiales sueltos. Tesis del Master de Ingeniería Geológica. Univ. Complutense de Madrid.
- Guzman del Pino, J. L. (1996). Una nueva perspectiva sobre el abastecimiento de Málaga. Los manantiales salinos de Meliones. Simp. sobre La Sequía. ITGE, Sevilla.
- ICOLD (1998). Neotectonics and dams. Guidelines and Case Histories, Bulletin, 112, París.
- ICOLD (1993). La cimentación de presas en macizos rocosos. Boletín, 88. Comité Español de Grandes Presas, Madrid.
- Kanji, M. A. (1994). Engineering geological impacts on the design and construction of dams. Keynote Lecture, 7th Int. IAEG Congress, Lisboa.
- Ministerio de Obras Públicas (1994). Norma de construcción sismoresistente NCSE-94.
- Olalla, C. y Cuellar, V. (2001). Failure mechanism of the Aznalcóllar Dam, Seville, Spain. Géotechnique, 51, n.º 5, pp. 399-406.
- Oliveira, R. (1985). Consolidation of the foundation rock mass of Cambambe dam (P.R. Angola). Proceedings XV ICOLD Congress. Vol. IV. Lausanne, Suiza.
- Oliveira, R. (1988). Geotechnical characteristic required for concrete dam rock foundations. Proc. XVI ICOLD Congress, Vol. V. San Francisco, USA.
- Santos, A. (1992). Apuntes de presas. Master de Ingeniería Geológica. Universidad Complutense, Madrid.
- Semenza, E. y Ghirotti, M. (2000). History of the 1963 Vaiont Slide; the importance of geological factors. Bull. Eng. Geol. Env. 59:87-97.
- Wittke, W. (1990). Rock mechanics. Springer-Verlag, Berlin.
- Wyllie, D. C. (1999). Foundations on rock. E.F.N. Spon, New York.



CAPÍTULO 12

ESTRUCTURAS DE TIERRAS

CONTENIDO

1. Introducción
2. Metodología de diseño
3. Materiales
4. Puesta en obra y control
5. Terraplenes sobre suelos blandos
6. Terraplenes a media ladera



12.1

Introducción

Las obras de infraestructuras lineales (carreteras y ferrocarriles principalmente), pueden considerarse como la integración de una serie de «estructuras» que soportan el firme por el que han de discurrir los vehículos o medios de transporte usuarios de dichas obras. Estas son, principalmente:

- Estructuras de tierra formadas por terraplenes, pedraplenes o escolleras, construidas a partir de materiales sueltos sometidos a compactación para conseguir un producto semicontinuo, resistente y poco deformable.
- Estructuras formadas por el propio terreno natural, como consecuencia de la excavación de desmontes, trincheras y túneles, con o sin aportación de materiales de fábrica (sostenimientos, muros, etc.).
- Estructuras de fábrica, tipo puente, viaducto, etc., en que el uso de materiales aglomerantes (como el cemento) o aglomerados (como el acero) permiten mantener la plataforma de la carretera.

Además de los terraplenes, pedraplenes y escolleras para infraestructuras lineales (Figura 12.1), las estructuras de tierra también se utilizan para otros fines, como presas de materiales sueltos, diques de abrigo o, simplemente, rellenos marítimos o terraplenes para conseguir plataformas horizontales.

Los **terraplenes** son estructuras realizadas con materiales tipo suelo, con tamaños máximos generalmente inferiores a 100-150 mm y bajo contenido en finos; los **pedraplenes** se construyen con fragmentos rocosos, y las **escolleras** con bloques de roca que pueden superar un metro cúbico. Los dos primeros tipos se construyen mediante tongadas, es decir, capas de material que se van depositando y compactando sucesivamente.

Para el diseño de las **estructuras de tierra** han de considerarse varios aspectos:

- Es necesario un buen conocimiento geotécnico de los materiales que formarán la estructura.
- Se deben tener en cuenta no sólo las propiedades de los materiales locales sino las circunstancias climáticas, hidrológicas, topográficas, etc., que rodean cada diseño y ejecución, no recurriendo a diseños estándares ni olvidando

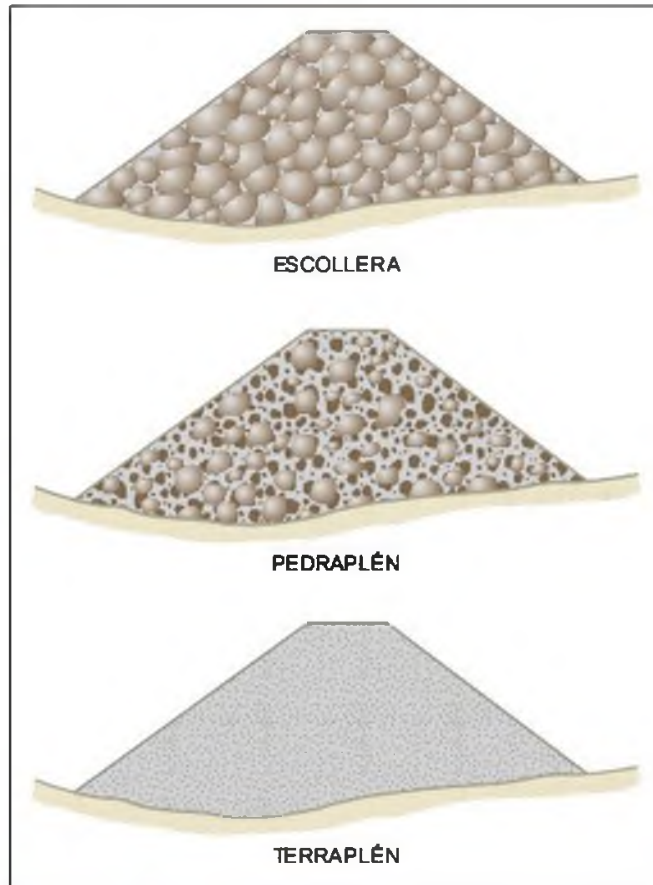


Figura 12.1 Materiales en tres tipos de rellenos (modificado de Dapena, 2000).

la topografía en que se inserta la estructura de tierra.

- En cualquier país, aunque en gran parte de su territorio el agua sea escasa, es habitual que se produzcan periódicamente (cada 5 a 10 años) importantes aportaciones de agua en forma de avenidas, inundaciones, etc., que saturan las estructuras de tierra y el terreno sobre el que se apoyan. Es frecuente pasar de unas condiciones de estabilidad en seco a otras de suelos saturados con presiones intersticiales, que disminuyen el coeficiente de seguridad frente al deslizamiento fácilmente en 0,3-0,5 unidades. Así, si el terreno natural sobre el que podría apoyarse un terraplén se considera «infinito» e inclinado

un ángulo α , con un ángulo de rozamiento ϕ' y una cohesión nula, el coeficiente de seguridad al deslizamiento en condiciones drenadas (o en seco) será igual a $\text{tg } \phi' / \text{tg } \alpha$, mientras que si el terreno se satura (estableciéndose una red de flujo paralela al talud), el coeficiente de seguridad pasa a valer prácticamente la mitad. Si existe un terraplén encima de esta ladera no hace falta llegar a las condiciones de total saturación para que se produzca el fallo del conjunto terraplén-ladera.

- Los procesos erosivos pueden cambiar las condiciones resistentes de las estructuras de tierra a medio y largo plazo.

- Debe asegurarse la estabilidad frente a la rotura del propio terraplén, así como del conjunto terraplén-terreno de apoyo.
- Deben tenerse en cuenta las deformaciones de la estructura de tierra, tanto las de su propia masa como las que induce en el terreno de cimentación.

La consideración de todos estos aspectos permite mantener la plataforma que culmina la estructura de tierra en las condiciones de funcionalidad requerida (a corto y largo plazo), sobre todo frente a las acciones derivadas del servicio al que se destine y frente a las acciones ambientales, de las cuales la más dañina suele ser la del agua.

12.2

Metodología de diseño

El diseño de las estructuras de tierra sigue, en líneas generales, la metodología expuesta en la Figura 12.2, requiriéndose para ello:

- Conocer los tipos de materiales disponibles en la zona, su situación, volúmenes, etc., para lo que se requiere una adecuada información geológica, geotécnica y topográfica del área de trabajo.
- Realizar un diseño ajustándose, en lo posible, a los materiales disponibles y a las exigencias de los pliegos de prescripciones técnicas. Esto puede llevar a que algunos materiales no sean aceptables si se utiliza, por ejemplo, el Pliego PG-3 del Ministerio de Fomento de España (2000), lo que no es de extrañar en zonas con predominio de materiales arcillosos o salinos. Por lo tanto, puede ser necesario el diseño de terraplenes «zonados», con cimientos, espaldones y coronación (Figura 12.3) de diferentes características que los terraplenes homogéneos clásicos, o el uso de estructuras tipo «sandwich» en el núcleo, alternando materiales de baja y elevada calidad. Esta zonificación trata de conseguir resistencia, poca deformabilidad y permeabilidad en coronación y cimiento, resistencia en espaldones y una mínima calidad en el núcleo. De esta forma se han realizado terraplenes y pedraplenes de autovía en Palencia, Córdoba, Jaén, Navarra, Canarias, Almería, etc. (Figura 12.4), llegándose a utilizar materiales considerados como problemáticos (arcillas expansivas, jabres, etc.) con éxito.

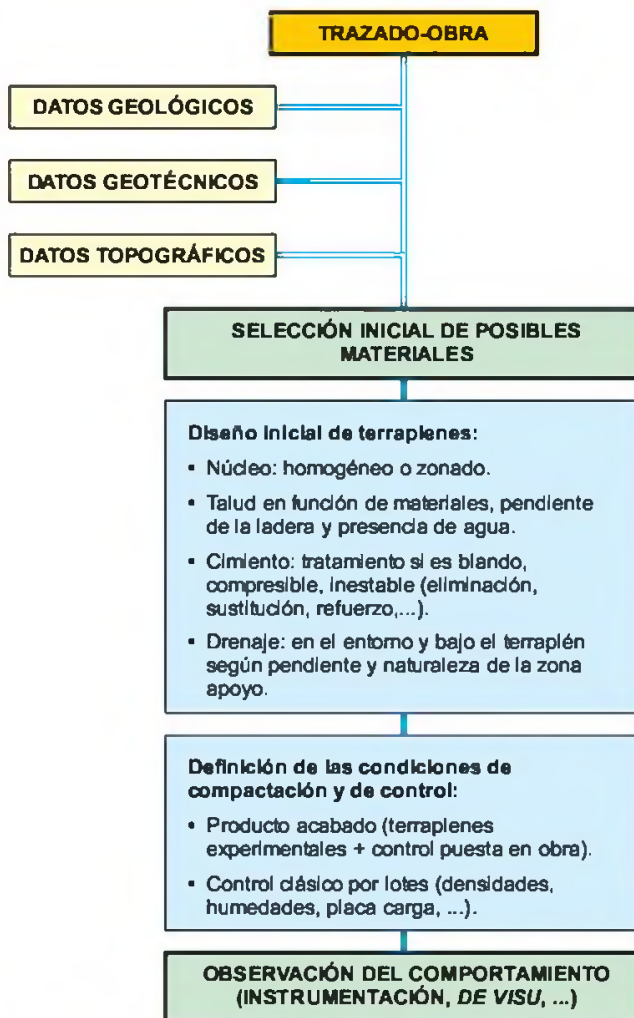


Figura 12.2 Metodología para el diseño de terraplenes.

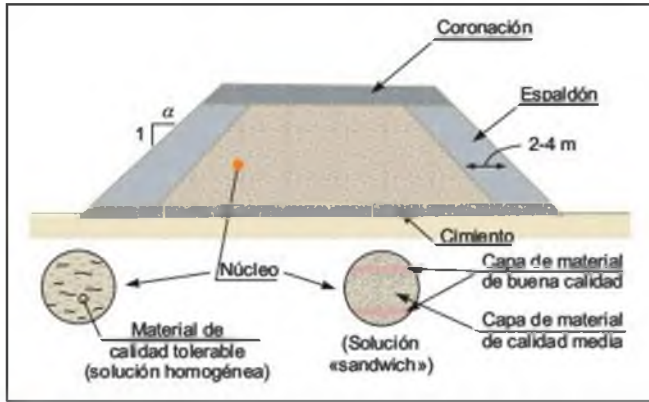


Figura 12.3 Zonas de un terraplén o estructura de tierra.

- Los taludes de estos terraplenes no siempre pueden ser los habituales 1,5(H):1(V) (H: horizontal; V: vertical), inclinación generalmente utilizada con materiales de calidad, salvo que se disponga de materiales adecuados para estos valores. En la Figura 12.5 se muestran los valores de los parámetros de resistencia al corte esperables en diferentes tipos de materiales según su granulometría (aunque otros factores pueden afectar a estos parámetros). En la Figura 12.6 se muestran los asentamientos predecibles de terraplenes y pedraplenes por efecto de su propio peso. A partir de estos criterios se puede efectuar una primera estimación de los taludes del terraplén, por ejemplo utilizando el ábaco de Taylor de estabilidad de taludes (Apartado 9.5 del Capítulo 9) si se apoyan sobre terreno de mejor calidad y en horizontal. Para un diseño más detallado es necesario tener en cuenta las características geotécnicas en el cálculo de la estabilidad y deformabilidad del conjunto, incluso considerar la posibilidad de

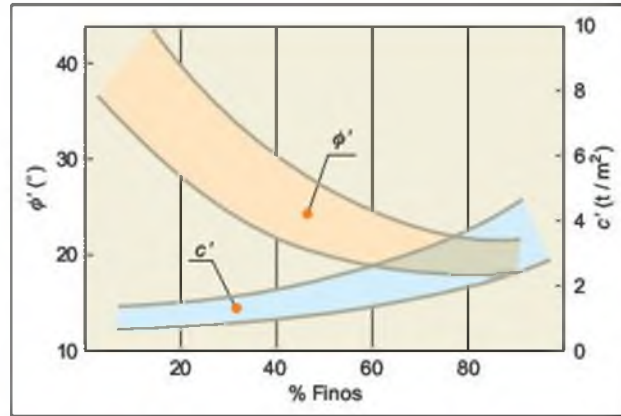


Figura 12.5 Posible resistencia al corte de terraplenes según el contenido de finos (Oteo, 1998).

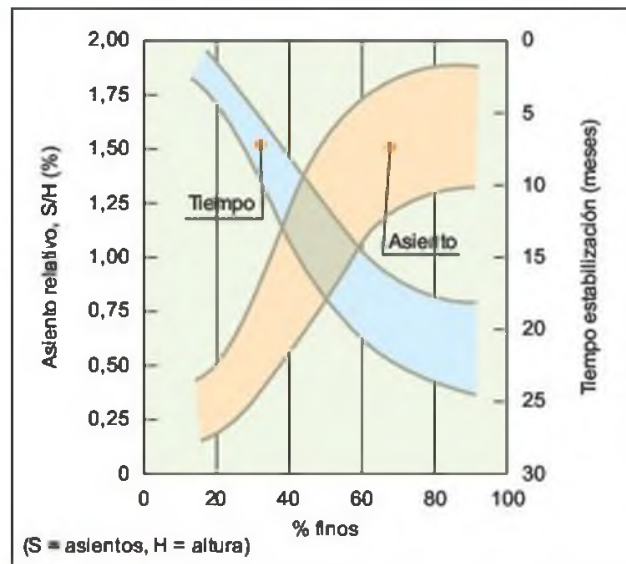


Figura 12.6 Asentamientos post-constructivos en terraplenes (Oteo, 1998).

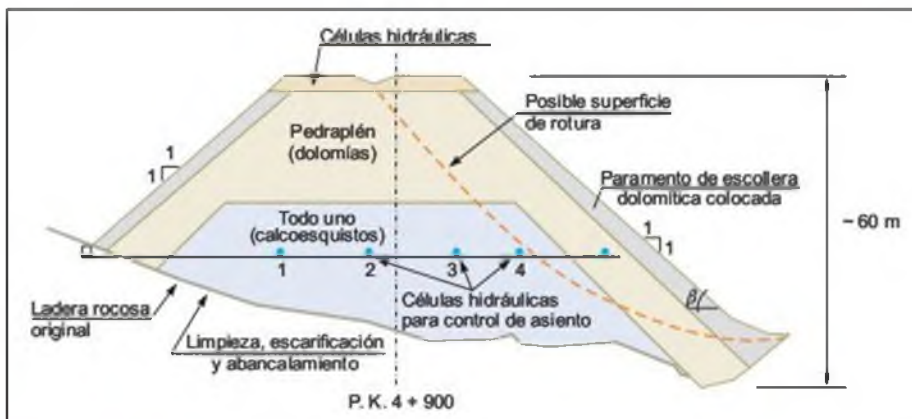


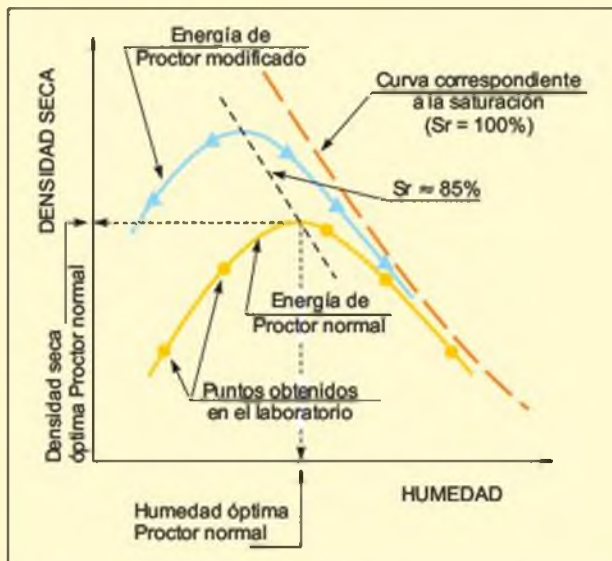
Figura 12.4 Sección del pedraplén de «El Cañarete», Autovía el Parador, Almería (Oña y otros, 1998).

Ensayos de materiales

Los ensayos más utilizados en el estudio de suelos para construcción de terraplenes son los de compactación Proctor normal, Proctor modificado, Harvard y CBR. Para el control de ejecución se utilizan los ensayos de placa de carga (ver ensayos de deformabilidad en el Apartado 6.5, Capítulo 6) y de la «huella», además de los métodos para determinar la densidad *in situ* (método de la arena y nuclear). Para la identificación de suelos dispersivos o altamente erosionables se utiliza el ensayo de tubificación o *pinhole test*. Estos ensayos están descritos en las normas NLT, UNE y ASTM. Para la caracterización de materiales para áridos, escolleras o pedraplenes existen una serie de ensayos físico-químicos y mecánicos cuya descripción se incluye en López Jimeno (1998) y en Barceló (1998), y en las normativas citadas. Un resumen de algunos de estos ensayos se presenta a continuación.

Ensayo Proctor normal

Este ensayo se utiliza para determinar la densidad seca máxima de un suelo y la humedad óptima para la cual se alcanza esta densidad. Se emplea un molde de un litro que se llena con tres capas del material a ensayar, y se compacta golpeando un número determinado de veces con una maza que aplica siempre la misma energía. Para realizar el ensayo se preparan varias muestras que, después de desecarlas, se humedecen con diferente contenido en humedad. Tras el ensayo se calcula la densidad seca de cada muestra; con cinco o seis determinaciones



Curvas obtenidas en ensayos de compactación con energía constante.

puede definirse una curva densidad seca-humedad, obteniéndose el valor máximo que representa las condiciones óptimas de compactación (densidad seca máxima y humedad óptima) (ver Figura adjunta). Esta condición sería la ideal a alcanzar en obra, ya que supone la máxima concentración posible de sólidos y unas condiciones muy estables para el material compactado. La línea de humedad total ($S_r = 100\%$) es prácticamente paralela a la zona de mayor humedad resultante del ensayo («lado húmedo»). El valor óptimo viene a corresponder a un grado de saturación del orden del 85-90%.

Ensayo Proctor modificado

Este ensayo es semejante al anterior, pero se emplea una energía de compactación más alta, y solo se ensaya el material de granulometría inferior a 20 mm. El resultado es similar al Proctor normal, aunque se obtiene mayor densidad seca y menor humedad. En el caso de suelos arcillosos resulta más adecuado utilizar otro ensayo de compactación, el **Harvard miniatura**, con otra energía y tipo de maza (que aplica la energía por presión y no por impacto).

Ensayo CBR

El ensayo CBR (*California Bearing Ratio*) se utiliza para evaluar la capacidad portante de suelos en terraplenes, explanadas y capas de base o subbase en firmes. El ensayo consiste en compactar las muestras en moldes normalizados, sumergir en agua las probetas y realizar un punzamiento sobre la muestra con un pistón normalizado. Los resultados se representan en curvas de densidad seca-índice CBR. Este índice indica el porcentaje de presión ejercida por el pistón sobre el suelo para una penetración determinada con relación a la presión correspondiente a la misma penetración en una muestra tipo.

Ensayo de placa de carga

En el ensayo de placa de carga se da una presión inicial de unos 20 kPa y después se aplican dos ciclos de carga y descarga (hasta una presión del orden de 300 kPa), deduciendo el módulo de deformación del segundo ciclo E_2 y comparándolo con el del primer ciclo, E_1 . Normalmente se exige un valor mínimo de E_2 (30 MPa para materiales del núcleo y 45 MPa para coronación) y un valor de la relación E_2/E_1 inferior a 2.2 (para que las curvas presión-asiento estén próximas y no se produzcan deformaciones plásticas no recuperables al aplicar sucesivos esfuerzos sobre la tongada).

Ensayo de la «huella»

El ensayo de la «huella» se realiza materializando una línea de 10 m de longitud sobre el terraplén y marcando un punto cada metro. Se nivelan estos puntos y se hace pasar un camión, con una carga prefijada junto a los puntos. A continuación se vuelve a nivelar y se determina la media de «asientos» obtenidos en los diez puntos. Se suele exigir que el asiento medio sea inferior a 3 mm para coronación e inferior a 5 mm para núcleos de terraplenes.

Ensayo de desgaste de Los Ángeles

La resistencia al desgaste de los áridos se determina por medio de la máquina de Los Ángeles introduciendo 5 a 10 kg de muestra de roca, con una granulometría especificada, en un tambor giratorio junto con unas bolas de

acero. Se somete la muestra a 500 o 1.000 vueltas, a una velocidad de 33 r.p.m. Una vez terminado el periodo de vueltas, el material retirado del tambor se hace pasar por el tamiz 1,6 UNE, con objeto de separar los finos producidos por el desgaste y rotura del árido. El resultado del ensayo es la diferencia entre la masa original de la muestra y la correspondiente al final del ensayo, expresada en tanto por ciento de la masa original.

Ensayo de dispersibilidad por tubificación (*pinhole test*)

Se utiliza para identificar suelos arcillosos dispersivos o altamente erosionables. Consiste en hacer circular agua a través de un orificio practicado a lo largo de la muestra, observando el material arrastrado y el caudal de agua circulante.

refuerzo del cimiento si se encuentran suelos blandos o inestables.

- Deben establecerse adecuadamente los dispositivos de drenaje, tanto internos como externos. Los internos evacúan el agua que puede entrar en la estructura de tierra. Los externos evacúan el agua que llega al entorno del apoyo del terraplén, evitando la saturación de la estructura y las presiones intersticiales que puedan producirse en su interior o por debajo, y que puedan hacer peligrar su estabilidad.
- Una vez decidido el diseño geométrico y el tipo de materiales a utilizar en cada zona, es necesario establecer los criterios de **compactación** adecuados para conseguir una estructura de la máxima densidad (tipo de maquinaria y energía a aplicar al material), debiéndose obtener un producto con una deformabilidad mínima y aceptable durabilidad. El propósito de la compactación no es obtener una densidad preestablecida, sino un producto de calidad adecuada, aunque ese criterio se ha utilizado durante muchos años como medida de la concentración de sólidos y de su repuesta frente a cargas repetidas. En suelos puede usarse el criterio clásico referido a una fracción de la densidad máxima, combinado con el de humedad óptima (ambos valores definidos a través de ensayos de compactación, como el de Proctor normal o Proctor modificado), o bien el criterio de determinación de la deformabilidad aparente del terraplén (mediante los ensayos de placa de carga y de la «huella»). Los ensayos citados se describen en el Recuadro 12.1.

Si se usa el ensayo Proctor modificado, de más energía, el resultado obtenido es similar al del Proctor normal, aunque se obtiene una mayor densidad óptima para un valor de menor humedad. El «lado húmedo» de la curva de compactación resulta ser asintótico a la línea que representa la saturación total. La línea que une esos puntos óptimos viene a ser paralela a la de saturación (ver Figura en Recuadro 12.1).

En obra, la curva de compactación puede no coincidir con la de Proctor normal, ya que hoy en día las energías de compactación que se aplican son elevadas, y tenderá a parecerse más a la del Proctor modificado, sin que tampoco sea esta misma. Por eso, considerar la densidad óptima Proctor normal como una referencia absoluta para validar el producto conseguido en obra, como se ha venido haciendo durante años, puede ser inadecuado, al no tener en cuenta la humedad y porque la curva de obra puede estar muy por encima de la del ensayo Proctor normal.

- En caso de apoyo a media ladera, sobre suelos blandos y ante otras circunstancias anómalas, es necesario estudiar y preparar adecuadamente el terreno de apoyo del terraplén, escalonando y drenando la ladera, reforzando el suelo natural con «zanjas drenantes», columnas de grava, etc.
- Si las propiedades de los materiales son poco conocidas o el terreno de apoyo es muy blando (en cuyo caso los asientos en coronación del terraplén pueden llegar al 10-15% de la altura del mismo), es necesario instrumentar la obra para observar su comportamiento a corto y largo plazo (Figura 12.7).

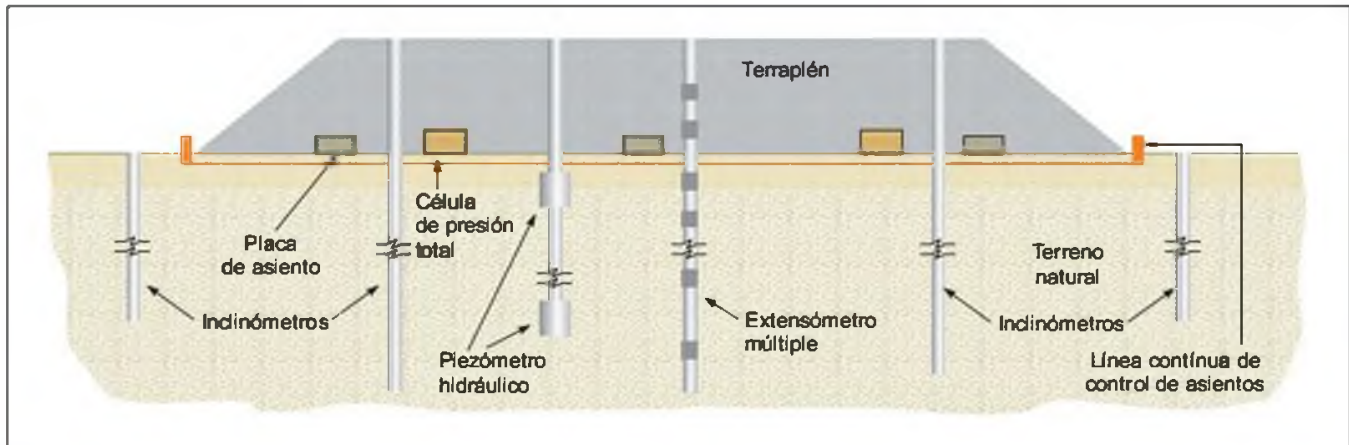


Figura 12.7 Esquema de instrumentación para un terraplén.

12.3

Materiales

Terraplenes

Desde que se prestó atención al problema de la compactación en terraplenes de carreteras y presas de tierra, se han tratado de establecer **criterios de selección o clasificación** sencillos que, con bajo coste y de una forma rápida, permitieran conocer la posibilidad de utilización de un material como relleno en función de la finalidad perseguida. Se ha pretendido establecer estos criterios en base a ensayos que proporcionaran las propiedades intrínsecas del material, y no en relación al estado en que se encuentran en cantera o al estado en que pudieran colocarse, ya que el suelo puede alterarse extraordinariamente durante las operaciones de extracción. Por ello, para evaluar el resultado final deben considerarse los siguientes aspectos.:

- Características intrínsecas del material: granulometría, capacidad de absorción de agua, etc.
- Alteraciones que introducen las operaciones de manejo (diferentes según la maquinaria disponible, condiciones ambientales, etc).

En ocasiones, se ha prestado atención sólo al primero de estos puntos, a fin de seleccionar cuáles son los materiales adecuados para uso en terraplenes, lo que supone una simplificación del problema y puede llevar a conclusiones no siempre certeras. Por otro lado, es relativamente frecuente tener que trabajar con

materiales de baja calidad, por no haber otros disponibles a distancias accesibles, con lo que los criterios de selección o clasificación pueden no ser aplicables. En esos casos, no puede olvidarse el aspecto de operatividad real del material, pudiéndose llegar a una solución aceptable aunque con un material aparentemente poco recomendable (mediante su troceado, sobrecompactación, etc).

La clasificación más conocida es la elaborada por **Casagrande**, que diferencia tres tipos de suelos:

- a) Altamente orgánicos, cuya utilización no es conveniente.
- b) De grano grueso (menos del 50 % pasa por el tamiz n.º 200); se dividen en gravas (G) y arenas (S).
- c) De grano fino (más del 50 % pasa por el tamiz n.º 200); su distinción se basa en la plasticidad.

El citado PG-3 (Recuadro 12.2), establece una clasificación de suelos que incluye los límites para su posible aceptación, distinguiendo cinco tipos: **tolerables, adecuados, seleccionados, marginales e inadecuados**. Se diferencian a partir de criterios similares a los de Casagrande (granulometría, límites de Atterberg, contenido de materia orgánica, etc.), complementando la clasificación con algún otro dato relacionado con la puesta en obra (condiciones del óptimo Proctor normal e índice C.B.R.). En la Figura 12.8 se diferencian estos tipos de suelo por su plasticidad.



Recuadro 12.2

Clasificación de suelos para terraplenes: PG-3 (2000)

Suelos seleccionados

Se consideran como tales aquellos que cumplen las siguientes condiciones:

- Contenido en materia orgánica inferior al cero con dos por ciento ($MO < 0,2\%$).
- Contenido en sales solubles en agua, incluido el yeso, inferior al cero con dos por ciento ($SS < 0,2\%$).
- Tamaño máximo no superior a cien milímetros ($D_{max} \leq 100$ mm).
- Cernido por el tamiz 0,4 UNE menor o igual que el quince por ciento ($\neq 0,40 \leq 15\%$) o que en caso contrario cumpla todas y cada una de las condiciones siguientes:
 - Cernido por el tamiz 2 UNE menor del ochenta por ciento ($\neq 2 < 80\%$).
 - Cernido por el tamiz 0,40 UNE menor del setenta y cinco por ciento ($\neq 0,40 < 75\%$).
 - Cernido por el tamiz 0,080 UNE inferior al veinticinco por ciento ($\neq 0,080 < 25\%$).
 - Límite líquido menor de treinta ($W_L < 30$).
 - Índice de plasticidad menor de diez ($I_p < 10$).

Suelos adecuados

Se consideran como tales los que, no pudiendo ser clasificados como suelos seleccionados, cumplan las condiciones siguientes:

- Contenido en materia orgánica inferior al uno por ciento ($MO < 1\%$).
- Contenido en sales solubles, incluido el yeso, inferior al cero con dos por ciento ($SS < 0,2\%$).
- Tamaño máximo no superior a cien milímetros ($D_{max} \leq 100$ mm).
- Cernido por el tamiz 2 UNE, menor del ochenta por ciento ($\neq 2 < 80\%$).
- Cernido por el tamiz 0,080 UNE inferior al treinta y cinco por ciento ($\neq 0,080 < 35\%$).
- Límite líquido inferior a cuarenta ($W_L < 40$).
- Si el límite líquido es superior a treinta ($W_L > 30$) el índice de plasticidad será superior a cuatro ($I_p > 4$).

Suelos tolerables

Se consideran como tales los que no pudiendo ser clasifi-

cados como suelos seleccionados ni adecuados cumplen las condiciones siguientes:

- Contenido en materia orgánica inferior al dos por ciento ($MO < 2\%$).
- Contenido en yeso inferior al cinco por ciento ($yeso < 5\%$).
- Contenido en otras sales solubles distintas del yeso inferior al uno por ciento ($SS < 1\%$).
- Límite líquido inferior a sesenta y cinco ($W_L < 65$).
- Si el límite líquido es superior a cuarenta ($W_L > 40$), el índice de plasticidad será mayor del setenta y tres por ciento del valor que resulta de restar veinte al límite líquido ($I_p > 0,73 (W_L - 20)$).
- Asiento en ensayo de colapso inferior al uno por ciento (1 %).
- Hinchamiento en ensayo de expansión inferior al tres por ciento (3 %).

Suelos marginales

Se consideran como tales los que no pudiendo ser clasificados como suelos seleccionados ni adecuados ni tampoco como suelos tolerables, por el incumplimiento de alguna de las condiciones indicadas para éstos, cumplan las siguientes condiciones:

- Contenido en materia orgánica inferior al cinco por ciento ($MO < 5\%$).
- Hinchamiento en ensayo de expansión inferior al cinco por ciento (5 %).
- Si el límite líquido es superior a noventa ($W_L > 90$) el índice de plasticidad será inferior al setenta y tres por ciento del valor que resulta de restar veinte al límite líquido ($I_p < 0,73 (W_L - 20)$).

Suelos inadecuados

Se consideran suelos inadecuados:

- Los que no se puedan incluir en las categorías anteriores.
- Las turbas y otros suelos que contengan materiales perecederos u orgánicos.
- Los que puedan resultar insalubres para actividades que sobre los mismos se desarrollen.

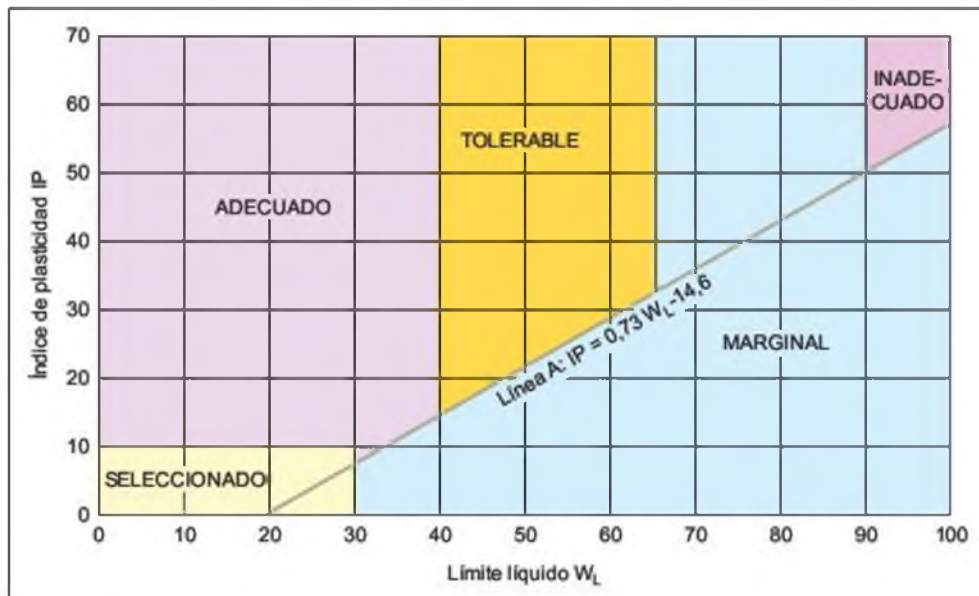


Figura 12.8 Clasificación de suelos para terraplenes según su plasticidad (Ministerio de Fomento, PG-3, 2000).

Los suelos tolerables, adecuados y seleccionados han de cumplir, además, las condiciones indicadas en el Recuadro 12.2. Los inadecuados son aquellos que no cumplen las condiciones mínimas exigidas a los suelos tolerables y, en consecuencia, no se permite su utilización en terraplenes. En cuanto a los materiales marginales, se trata de suelos que pueden ser muy plásticos y, por lo tanto, expansivos (aunque, en determinadas condiciones, pueden ser colapsables), y también contener sales solubles (hasta un 20 % según PG-3). No se permite su utilización sin un estudio especial, habiéndose empleado, en diversos casos, arcillas expansivas en terraplenes de autovía, bien cuidando su disgregación y compactación (con rodillo de «pata de cabra», siempre del lado húmedo), bien reforzándolas con contenidos de cal (entre el 1,8 % y el 2,4 %, usando diferentes proporciones para el núcleo, espaldones y coronación del terraplén), como en diversas autovías en Madrid (Domingo y otros, 2000).

Generalmente los suelos tolerables se pueden usar en los núcleos, cimientos y espaldones, y los seleccionados en coronación (aunque pueden usarse en todo el resto de la estructura de tierra). Los marginales pueden usarse (con el debido estudio y refuerzo) en todas las zonas, aunque tienden a usarse en núcleos (si se refuerzan o tratan).

El PG-3 (2000) no considera condiciones de ejecución, energías a aplicar, etc., dejando libertad a las direcciones de obra y contratistas para manejar el material y conseguir el producto deseado. Sin embargo, la **clasificación francesa** va más lejos de este enfoque (que se puede denominar como «clásico») y clasifica los materiales, además de por su granulometría, plas-

ticidad, contenido de sales etc., por su estado de humedad, para pasar a establecer recomendaciones sobre cuándo y cómo se pueden utilizar. En el Cuadro 12.1 se incluye esta clasificación de materiales que, como se puede observar, distingue seis grandes grupos: suelos finos (A), suelos gruesos (B), suelos intermedios (C), materiales (suelos y rocas) sensibles al agua (D), rocas evolutivas tipo E y materiales tipo F.

Como indica Castanedo (1999), mientras que en la normativa española se consideran dos tipos de materiales (seleccionados y adecuados) para un contenido de finos menor del 25 y 35 %, la normativa francesa distingue según el porcentaje sea entre 12 y 35 % (B5 y B6), entre el 5 y el 12 % (B1 a B4) y menor del 5 % (suelos D). Entre el 12 y 35 % (suelo adecuado-seleccionado según la normativa española) se diferencian dos grupos según el índice de plasticidad (B5 y B6), ya que la permeabilidad de un suelo está relacionada con dicho índice más que con su límite líquido. En el caso de suelos finos (que vienen a corresponder con algunos tolerables y con los marginales e inadecuados), la norma francesa distingue 4 grupos (A1 a A4), según, también, el índice de plasticidad. Esta clasificación es más prolija en la distinción de subgrupos, lo cual parece indicar alguna mayor operatividad teórica, aunque en la práctica no sea tan claro. Para detalles sobre la normativa francesa se remite a Escario y otros (1989), donde se especifica cómo a partir de los subgrupos del Cuadro 12.1, y de sus condiciones particulares de humedad, se recomienda el tipo de uso del material, el tipo de maquinaria de compactación a utilizar, la energía específica a aplicar, etc.

Clasificación francesa de suelos para obras de tierra

A Suelos finos	D < 50 mm Pasa por 80 μm > 35 %	$I_p < 10$		A ₁	
		$10 < I_p < 20$		A ₂	
		$20 < I_p < 50$		A ₃	
		$I_p > 50$		A ₄	
B Suelos arenosos y gravas con finos	D < 50 mm Pasa por 80 μm entre 5 y 35 %	Pasa por 80 μm entre 5 y 12 %	Retenido por 2 mm < 30 %	E A > 35	B ₁
				E A < 35	B ₂
			Retenido por 2 mm > 30 %	E A > 25	B ₃
				E A < 25	B ₄
		Pasa por 80 μm entre 12 y 35 %	$I_p < 10$		B ₅
			$I_p > 10$		B ₆
C Suelos con elementos finos y gruesos	D > 50 mm pasa por 80 μm > 5 %	Pasa por 80 μm, poco	Pasa por 80 μm, mucho		C ₁
			D < 250 mm		C ₂
			D > 250 mm		C ₃
D Suelos y rocas sensibles al agua	Pasa por 80 μm < 5 %	D < 50 mm	Retenido en 2 mm < 30 %		D ₁
			Retenido en 2 mm > 30 %		D ₂
		50 mm < D < 250 mm			D ₃
		D > 250 mm			D ₄
E Rocas evolutivas	Materiales de estructura fina, frágil, sin arcilla o poco arcillosos. Ejemplo: greda, areniscas finas.			E ₁	
	Materiales de estructura gruesa, frágil, sin arcilla o poco arcillosos. Ejemplo: arenas gruesas, pudingas.			E ₂	
	Materiales arcillosos evolutivos. Ejemplo: margas, pizarras arcillosas, argilitas.			E ₃	
F	Materiales putrescibles, combustibles, solubles o contaminantes. Ejemplo: tierra vegetal, basuras, turbas, ciertas escombreras de minas, suelos salinos y yesíferos, ciertas escorias, etc.			F	

EA = Equivalente de arena (ensayo para determinar la proporción relativa de suelo granular y suelo cohesivo).

Pedraplenes y rellenos tipo «todo uno»

Lo anteriormente expuesto se refiere a terraplenes, es decir, a estructuras de tierra realizadas con materiales tipo suelo con tamaños máximos generalmente inferiores a 100-150 mm. Otras estructuras de materiales sueltos pueden construirse con terrenos con tamaños de grano mucho mayores, llegando hasta los diques marítimos de abrigo o las presas de escollera, en que se utilizan bloques de diámetro del orden de 1,0-1,5 m (2-3 toneladas de peso).

En la Figura 12.9 se presentan las curvas granulométricas tipo de los tres grandes grupos de estructuras de materiales sueltos que distingue el PG-3. El grupo

de los **pedraplenes** tiene un contenido de finos inferior al 10 % y un contenido de partículas que pasan por el tamiz n.º 25 U.N.E. inferior al 30 %, con la condición de que el tamaño máximo no sea superior a dos tercios del espesor de tongada compactada. En los **pedraplenes** se busca conseguir un material muy resistente, con alto ángulo de rozamiento interno (puede llegar a los 40-50°) y permeable, lo que permite construir rellenos de gran altura (más de 50 m) y con inclinaciones de talud elevadas (1,5H:1V a 1H:1V), como en el de la Figura 12.4.

Como intermedios entre los pedraplenes y terraplenes se consideran los materiales «todo uno», en los que predominan los gruesos, pero sin cumplir las con-

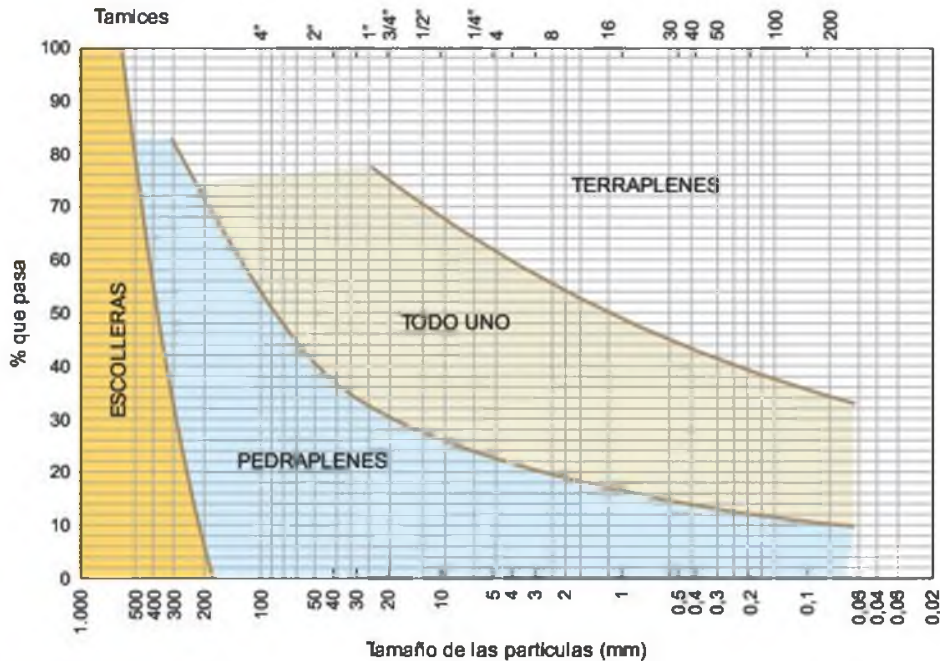


Figura 12.9 Rangos granulométricos para obras de tierras (modificado de Dapena 1994).

diciones estrictas de pedraplenes (para detalles se remite a Dapena, 1994, y Castanedo, 1999). Su granulometría típica se indica en la Figura 12.9.

En los pedraplenes y rellenos «todo-uno» también pueden distinguirse varias zonas:

- Cimiento, de 1 m de espesor mínimo.
- Núcleo o parte central mayoritaria de la estructura.
- Espaldones o material que constituye los taludes del relleno.
- Transición, es la zona que corona el núcleo y constituye una transición entre el núcleo y las capas de fuera de la carretera o ferrocarril, coronación de una presa, etc.; suele tener un espesor mínimo de 1 m y suele constituirse por dos tongadas como mínimo.

Para los pedraplenes se emplean:

- Rocas adecuadas (con resistencia a compresión simple superior a 50 MPa, sin esquistosidad ni foliación).
- Rocas que necesitan estudio especial, como las foliadas (pizarras, esquistos, etc.), las porosas (areniscas, rocas volcánicas, etc.) y las alterables (argilitas, margas, etc.); en cualquier caso, su resistencia a compresión simple debe estar entre 25 y 50 MPa.

Las rocas inadecuadas son las evolutivas, disgregables, solubles, colapsables, etc. y con resistencia a compresión simple inferior a 25 MPa.

Actualmente se tiende a ampliar el campo de los posibles materiales a utilizar, con los debidos estudios, habiéndose realizado pedraplenes con materiales yesíferos (Figura 12.10).

Al material a emplear se le exige cierta estabilidad frente al agua, la cual suele medirse manteniendo sumergidas 24 horas varias muestras representativas y comprobando que la pérdida del material, en peso, es inferior al 2%. También se suelen hacer ensayos en laboratorio (con muestras de granulometría «paralela» a la real) de ciclos de humedad-sequedad-desmoronamiento, de ciclos de hielo-deshielo o de ataque con sulfato magnésico (que simula la acción de la helada), (Dapena, 1994).



Figura 12.10 Roca de yeso (en cantera, procedente de voladura) utilizada en pedraplenes viarios al sur de Madrid.

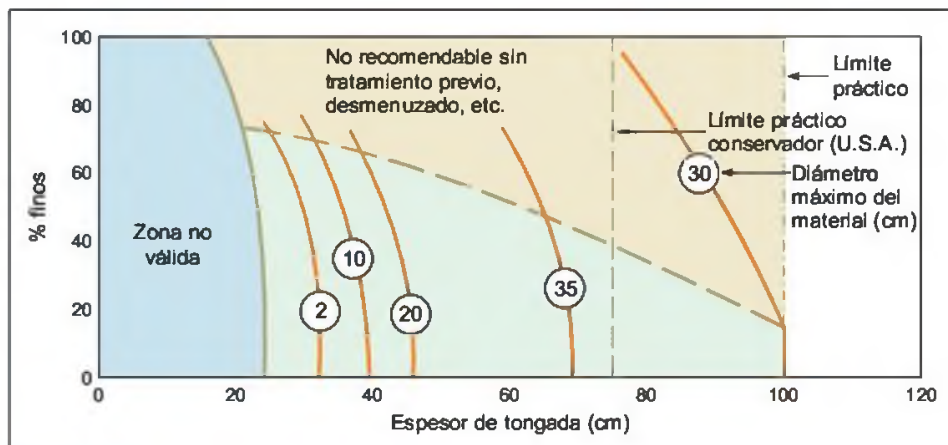


Figura 12.11 Recomendaciones para estimar el espesor de tongada (Oteo, 1998).

El espesor de tongada que suele emplearse es variable y depende del tipo de roca a utilizar, del tamaño máximo que se obtiene en cantera y de la maquinaria disponible. El espesor máximo puede ser de hasta unos 100 cm, aunque en carreteras el PG-3 lo limita a 60 cm, con un tamaño máximo de áridos del orden de dos tercios del espesor de tongada (Figura 12.11).

Escolleras

Un relleno se denomina **escollera** cuando el material utilizado tiene una granulometría uniforme y sus «granos» son, en general, de gran tamaño. En las escolleras para carreteras, se exige que las rocas que las forman tengan unos tamaños comprendidos entre el tamiz UNE 500 (peso de 200 kg) y el tamiz UNE 200 (peso de 10 kg), con lo cual la curva granulométrica de una escollera para carreteras sería la recogida en la Figura 12.9; en Dapena (2000) se detallan estos aspectos.

En el caso de puertos y obras hidráulicas se exige que la granulometría sea uniforme, pero los volúmenes de cada elemento tienen que ser mucho mayores, en función de las acciones que tengan que soportar. También para carreteras, en la construcción de relle-

nos de escollera, se han utilizado tamaños mayores de los citados anteriormente.

La escollera es un material seleccionado cuya extracción debe seguir un procedimiento estricto para poder obtener los tamaños adecuados, reduciendo al máximo la manipulación del material. Por esta razón se extrae de canteras en las que se ha estudiado el tipo y colocación de explosivos para obtener el máximo rendimiento.

Una de las aplicaciones de la escollera es la construcción de rellenos para vías de comunicación ante la presencia de terrenos inundables y suelos blandos, en los que los bloques de escollera se «clavan» en el terreno y desplazan parcialmente a dichos suelos, reduciendo así los asentamientos.

Las escolleras se han utilizado principalmente para la construcción de espaldones de presas y todavía se emplean en los mantos exteriores de los diques de puertos, en los que se requieren grandes tamaños y calidad en la roca colocada. Se emplean también como elemento resistente para la estabilización de taludes y laderas inestables, colocándolas a su pie (o sustituyendo al terreno original en esta zona), aportando peso, permitiendo el drenaje y reforzando el conjunto (Figuras 9.52 y 9.53 del Capítulo 9 de Taludes y foto de portada del presente Capítulo).

12.4

Puesta en obra y control

Una vez diseñada la estructura de tierra (geometría, materiales, zonación, etc.), el proceso de **puesta en obra** consiste en las siguientes etapas:

- Extracción en cantera, zona de préstamo, desmonte próximo, túneles, etc., con la maquinaria adecuada (retroexcavadora, palas, etc.).

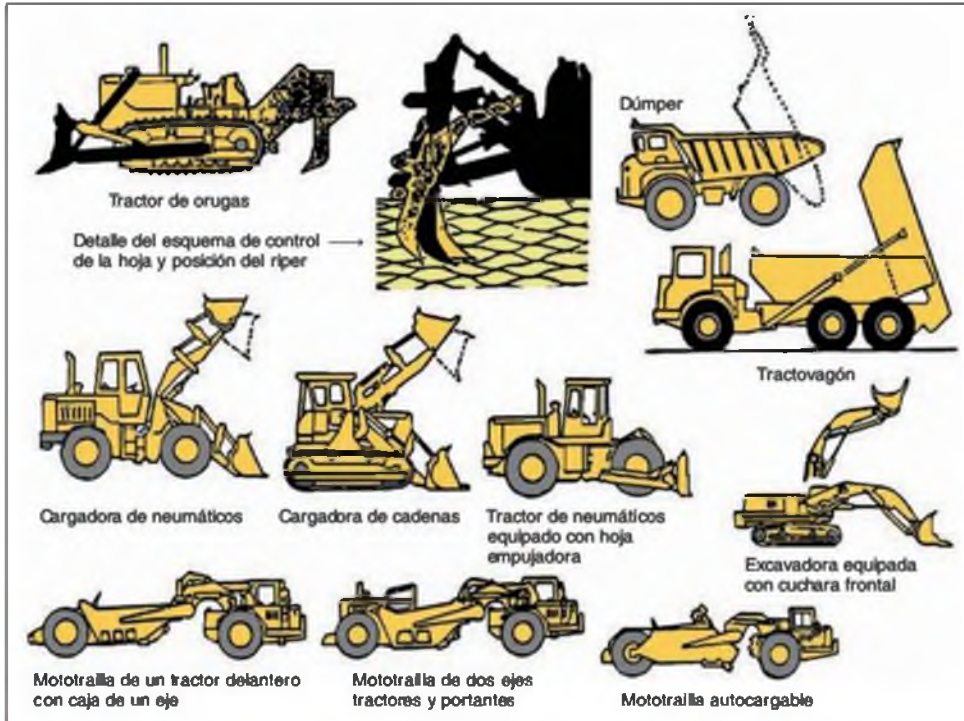


Figura 12.12 Algunos tipos de maquinas utilizadas para el movimiento de tierras (Kraemer y otros, 1989).



Figura 12.13 Compactación de la coronación de un terraplén con rodillo liso vibratorio.

- Transporte del material hasta la obra, sin que experimente grandes cambios ni alteraciones (con dumpers, camiones, traillas, etc.).
- Vertido y extensión del material en el sitio en que se incorpora a la estructura de tierra (con traillas, palas, etc.); en la Figura 12.12 pueden verse diversos tipos de maquinaria que se utiliza en estas fases previas a la compactación.

- Compactación del material ya extendido (Figura 12.13); este último proceso pretende, aportando la energía adecuada, conseguir la mayor concentración posible de sólidos en un volumen dado, con unas condiciones de humedad que permitan la aproximación de las partículas y la constitución de una estructura semisaturada lo más estable posible. Según la granulometría del material se obtienen estructuras diferentes (floculadas, orientadas, etc.), con orientación diferente de los granos y comportamientos distintos frente al agua; las más sensibles, en general, son las que proceden de materiales limosos.

Para controlar la compactación en obra se utilizan los datos de los ensayos de compactación de laboratorio citados anteriormente (Recuadro 12.1). Una vez establecida la densidad seca máxima u óptima ($\gamma_{d, opt}$) con el ensayo que se considere representativo de la situación en obra, el control se lleva a cabo (definida la maquinaria de compactación, el espesor deseado de tongada de material, el número de pasadas de la maquinaria de compactación, etc.) determinando la densidad seca aparente *in situ* del suelo, γ_d (deducida de la determinación de la densidad aparente y de la

humedad en la obra), y su relación con los valores de $\gamma_{d,opt}$ teóricos. Lo tradicional ha venido siendo el exigir que γ_d *in situ* fuera mayor que una fracción determinada del valor de $\gamma_{d,opt}$, determinado en el ensayo de Proctor normal (carreteras) o en el Proctor modificado (presas de tierra), o sea:

$$\gamma_d = \alpha \gamma_{d,opt}$$

Esta condición, en la que α puede ser del orden de 0,95-1,0, tiene dos inconvenientes:

- No considera la influencia de la humedad, pudiendo cumplirse con humedades muy bajas, lo cual puede corresponder a suelos colapsables por humectación (como ocurre en las «arenas de miga» del centro de España, en el «maicillo» de Valparaíso, Chile, etc.).
- La energía en obra puede ser superior a la del Proctor normal; de hecho, la maquinaria actual proporciona una energía por unidad de superficie claramente superior a la de los ensayos de laboratorio. Por ello, aunque se obtuvieran valores incluso mayores del 100 % de $\gamma_{d,opt}$, se podría estar en zonas del lado seco o el lado húmedo de la curva real (con el consiguiente «colchoneo» del terreno por delante de la compactadora, sin absorción clara de energía).

Por estos motivos, se recomienda utilizar un criterio que considere densidad seca y humedad simultá-

neamente, así como el hecho de que las propiedades geotécnicas (ángulo de rozamiento, módulo de deformación, etc.) vienen a mantenerse constantes cuando, en un diagrama como el de Figura del Recuadro 12.1, se incluyan movimientos paralelos a la línea de saturación. Si se considera ésta como una recta (casi lo es), entonces el criterio de aceptación es el que aparece en la Figura 12.14, adoptado por el PG-3. La densidad de humedad de compactación se determina en obra por el método de la «arena» o por el «nuclear» (Jiménez Salas y Justo, 1975). A este criterio clásico deben unirse los criterios de aceptación derivados del ensayo de placa de carga y de la «huella».

En cuanto al **espesor de tongada** se suele exigir que sea de tal magnitud que permita que la energía transmitida por el compactador llegue hasta su parte baja. También el espesor está condicionado por el tamaño máximo, D_{max} , del material. En la Figura 12.11 se reproducen diversas recomendaciones, tanto para terraplenes como para pedraplenes, establecidas en función de los datos de diversas obras reales, considerado un límite de espesor de tongada en carreteras de 100 cm (aunque en presas puede ser algo mayor, del orden de 120-130 cm).

En la Figura 12.15 se ha añadido un criterio práctico sobre la maquinaria de compactación más adecuada, en función del porcentaje de finos del terreno y de su tamaño máximo.

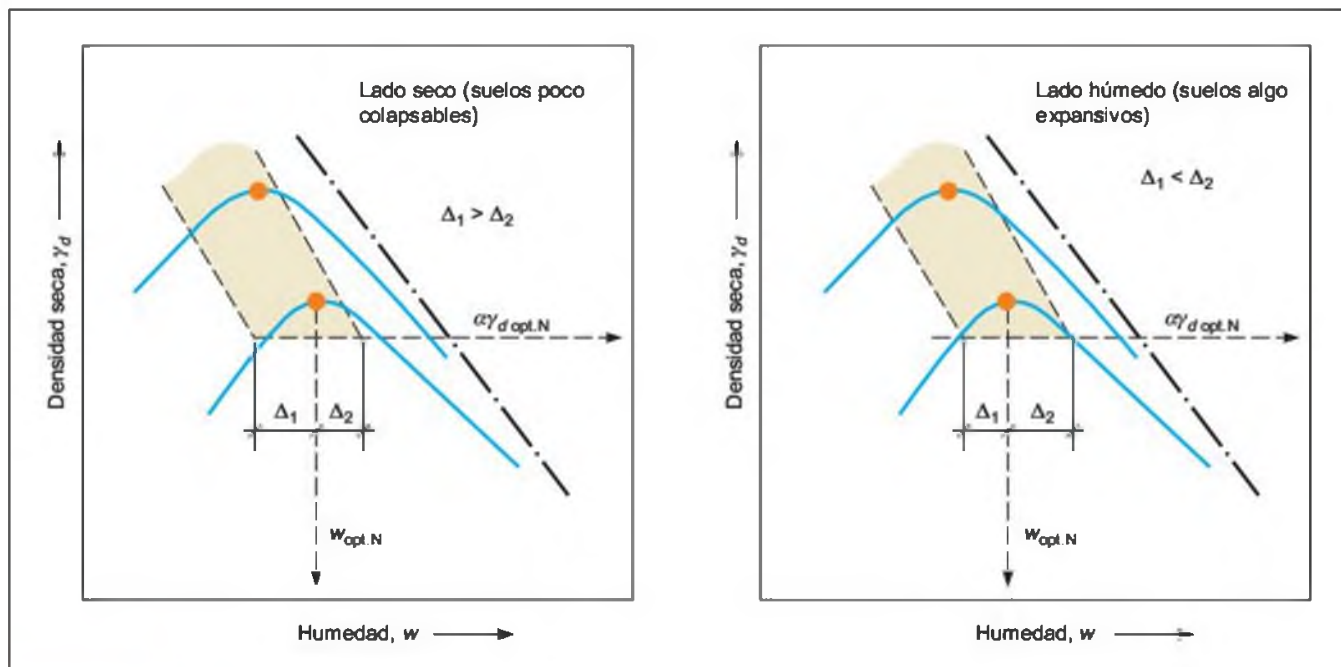


Figura 12.14 Aplicación de criterios de compactación adoptados en el PG-3 (Oteo, 1994).

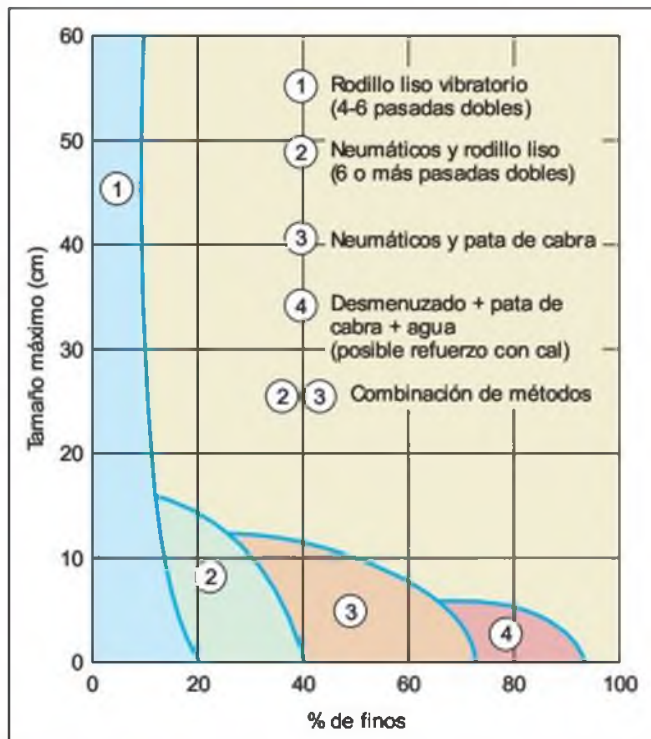


Figura 12.15 Recomendaciones sobre medios de compactación.

En terraplenes para ferrocarriles de alta velocidad se aplican criterios similares a los de carreteras, aunque se exigen valores de la densidad *in situ* en el entorno del óptimo del ensayo de Proctor modificado, mientras que en carreteras la referencia puede bajar al óptimo del Proctor normal.

Por ejemplo, en los rellenos de la línea de alta velocidad Madrid-Zaragoza se han distinguido las zonas de cimentación, núcleo, espaldones y coronación. En el cimientado puede usarse material como el del núcleo, pero con un contenido de finos inferior al 15% (si existen condiciones de saturación), hasta 2 m de altura. En el núcleo se pueden usar suelos y materiales «todo-uno», con un contenido máximo de materia orgánica del 1% y de sulfatos inferior al 5% (excepto en casos especiales, a estudiar, sin entrada de agua, en que podría admitir hasta un 15% de sulfatos). Además, en el núcleo el material tendrá un límite líquido inferior a 50, un asiento de colapso (en edómetro) inferior al 1%, una densidad óptima en el ensayo Proctor modificado superior a 1,75 g/cm³, y un índice de

C.B.R. superior a 5 (con hinchamiento inferior al 1%). En coronación el límite líquido admisible se reduce a 40, el tamaño del árido a 10 cm y el contenido de finos a 40%. En espaldones podrá exigirse la colocación de un sobrecanto de 2 m y con contenido de finos inferior al 15%, según los problemas presentes de erosión superficial (Puebla, 2000).

En el cuerpo del terraplén se exige, en estas obras de alta velocidad, una densidad seca superior al 95% de la densidad seca óptima del ensayo Proctor modificado. El control *in situ* se basa, principalmente, en el control de la densidad seca y de la deformación en segundo ciclo del ensayo de placa de carga, con valor superior a 45 MPa (suelos finos) o a 60 MPa (suelos granulares).

En los grandes movimientos de tierra se tiende a realizar, inicialmente, **terraplenes experimentales** en los que se fija, mediante pruebas diversas y controlando con los sistemas indicados, el procedimiento de compactación (maquinaria, pasadas y espesor de tongada para cada material), comprobando en la obra el procedimiento más que los parámetros comentados (densidad, humedad), para facilitar el desarrollo de la obra. De vez en cuando se vuelven a hacer algunos ensayos, pero la idea es mantener el control del procedimiento y no del producto que se va consiguiendo. Se logran, así, rendimientos elevados (300.000 a 500.000 m³/mes) de materiales de buena calidad.

Para el **control de compactación de pedraplenes** se pueden utilizar ensayos de placa de carga, siempre que su diámetro sea superior a 4-5 veces el tamaño máximo del material del pedraplén, lo que lleva a que este ensayo apenas sea utilizado en estas obras, sino como ensayo especial. Es más habitual recurrir al ensayo de la «huella», exigiendo «huellas» menores de 3 mm en la zona de «transición» y de menos de 5 mm para el resto del pedraplén. También se pueden medir densidades *in situ* realizando grandes huecos en los que se introduce una lámina impermeable, rellenando a continuación de agua para conocer el volumen que ocupa el material extraído, pesando éste (también se trata de un ensayo especial).

En el caso de estructuras «todo-uno», el control de compactación también se realiza, principalmente, con el ensayo de la «huella», aunque es posible utilizar también densidades *in situ* y ensayos de placa de carga.

12.5

Terraplenes sobre suelos blandos

Los suelos blandos se caracterizan por presentar:

- Baja resistencia al corte a corto plazo, que supone problemas de estabilidad en terraplenes.
- Alta deformabilidad, lo que normalmente supone deformaciones del 4 al 10 % del espesor de suelo blando afectado por el terraplén.
- Un considerable período de tiempo hasta conseguir la estabilización de las deformaciones.
- Peligro de colapso por inundación o por concentración de tensiones en partículas en caso de rellenos o suelos metaestables.

Los suelos arcillosos blandos se caracterizan por tener baja densidad aparente seca (del orden de 0,60 a 1,40 t/m³) y elevado contenido de humedad (40-120 %), llegando al 400 % en suelos tipo turba. En muchos casos el contenido de materia orgánica llega al 10 %, lo que influye considerablemente en su deformabilidad. La resistencia a la penetración del S.P.T puede variar de 2 a 10 golpes/30 cm, y de 150 a 800 kPa en el penetrómetro estático.

En cuanto a su resistencia al corte sin drenaje, S_u , puede ser muy baja. Los llamados realmente suelos blandos suelen tener un valor de S_u del orden de 20 kPa, aunque se han registrado valores de hasta 10 kPa, por un extremo, y del orden de 30 kPa, por el otro. S_u puede ser del orden de 0,20 σ'_{z0} , siendo σ'_{z0} la presión efectiva inicial a la profundidad z . El valor de S_u se utiliza para determinar la estabilidad del terraplén sobre el suelo blando a corto plazo, aunque deberían usarse parámetros de resistencia al corte sin drenaje, para un análisis en presiones totales (Figura 12.16).

Por un lado deben determinarse los asentos instantáneos o iniciales (al final de la construcción), y por otro los asentos por consolidación del terreno. A corto plazo, sin drenaje, los asentos pueden estimarse con métodos elásticos, tomando un módulo de Poisson de 0,5 y un módulo de deformación E_u a partir de S_u : $E_u = \delta S_u$. Un valor de δ del orden de 1.000-1.200 resulta bastante adecuado. A largo plazo el valor del módulo de deformación E' sería claramente inferior; puede estimarse empíricamente a partir de S_u : $E' = \delta' S_u$, donde δ' valdría del orden de 200 a 300; es decir, la relación δ/δ' vale del orden de 4 a 6.

Los métodos utilizados para determinar asentos y movimientos horizontales suelen ser los habituales en mecánica del suelo:

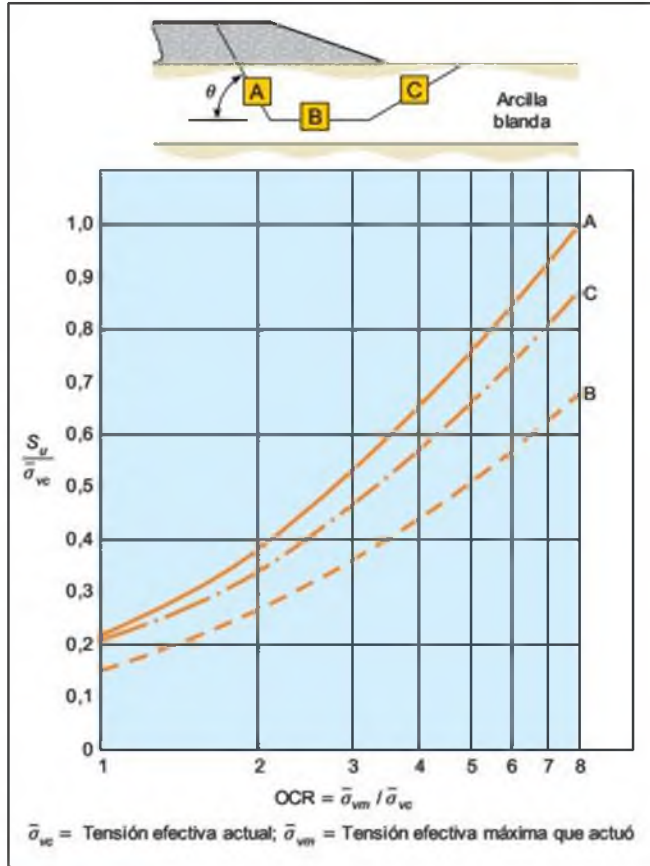


Figura 12.16 Parámetros recomendados de resistencia al corte sin drenaje en arcillas plásticas no cementadas para análisis en tensiones totales (Ladd, 1975).

- Métodos edométricos, cuando los espesores de suelo blando son menores que la anchura del terraplén.
- Modelos de elementos finitos, cuando el espesor es mayor que la anchura del terraplén.
- Métodos empíricos (Oteo, 1994).

En cuanto al análisis de la estabilidad, suelen realizarse, como ya se ha dicho, análisis en presiones totales, con círculos de rotura a través del cimiento blando (generalmente hasta ser tangentes a una capa algo más resistente si ésta existe), utilizándose con frecuencia los ábacos de Pilot y Moreau (1973), establecidos para el análisis de terraplén homogéneo sobre capa blanda homogénea apoyada sobre un estrato duro.

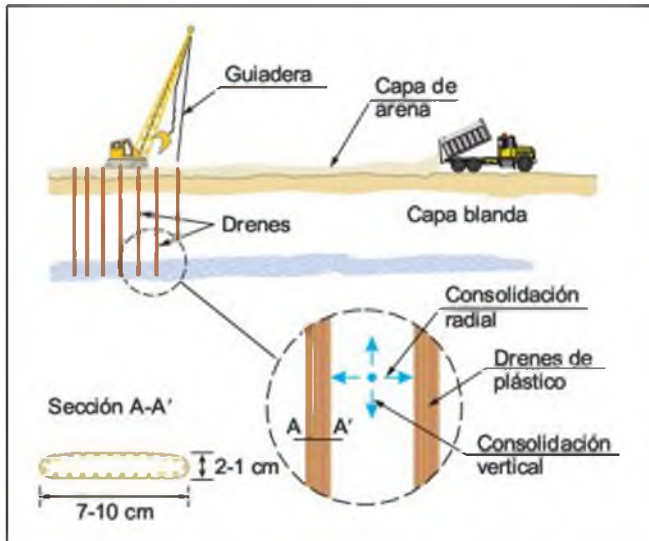


Figura 12.17 Construcción de drenes de plástico.

Si el coeficiente de seguridad frente al deslizamiento es bajo y los asentamientos muy elevados o muy lentos, se procede a realizar diversas soluciones de refuerzo y tratamiento del terreno:

- a) **Precarga**, que consiste en dejar la propia carga del terraplén, o algo más, subiendo la altura de éste, aplicada cierto tiempo antes de construir el firme, si éste no soporta el asiento previsto. Hay que tener en cuenta el riesgo de rotura del terreno a corto plazo, al realizarse la precarga, lo que a veces obliga a realizarla por fases. Cuando el tiempo de espera para conseguir la

estabilización del asiento es muy grande se puede acelerar con drenes de plástico hincados (Figura 12.17). Estos drenes aceleran el asiento, pero no incrementan la resistencia del terreno a corto plazo.

- b) Refuerzo del terreno (sobre todo en la zona del pie del terraplén) con **pilotes hincados de madera**, técnica muy antigua que puede seguir usándose en zonas de marisma (Figura 12.18).
- c) Refuerzo del terreno con **vibroflotación**, para conseguir la densificación del terreno de cimentación, cuando se trate de arenas flojas con pocos finos.

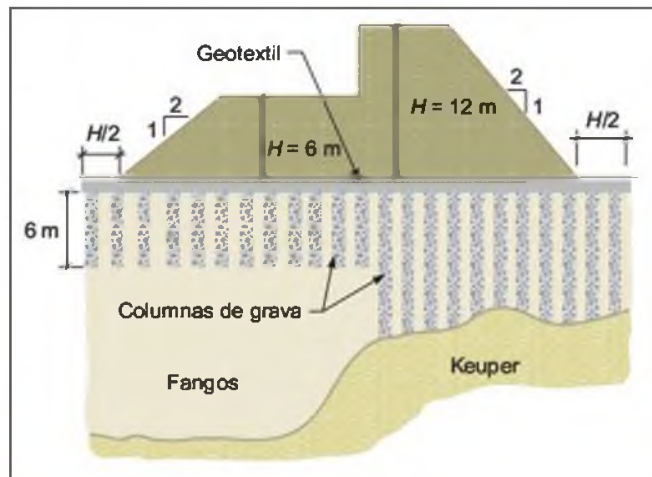


Figura 12.19 Tratamiento del terreno con columnas de grava en función de la altura del terraplén; variante de Medinaceli (Oteo y Sopeña, 1994).

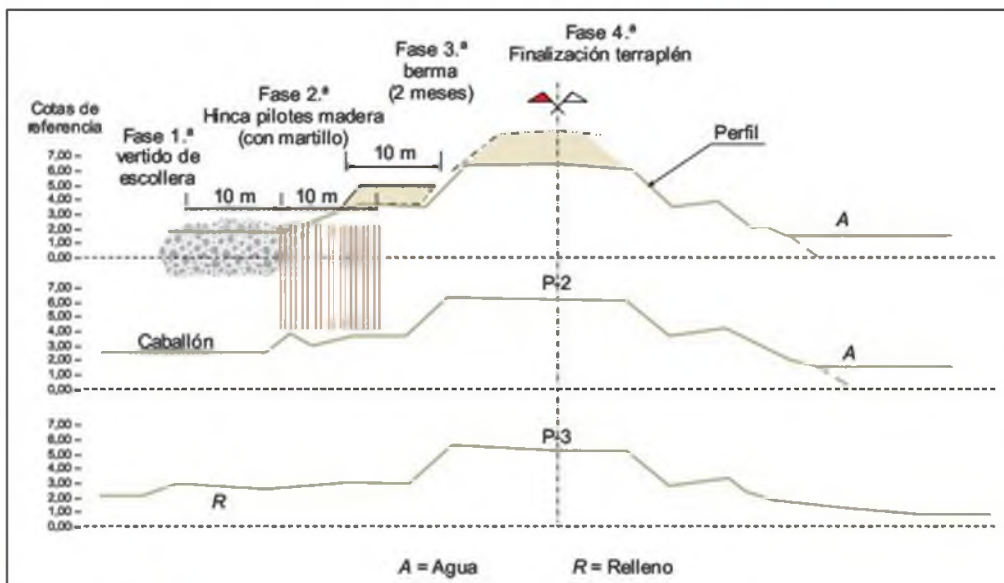


Figura 12.18 Solución recomendada para resolver la inestabilidad de un terraplén en la marisma de Chiclana.

- d) Refuerzo y sustitución del terreno con **columnas de grava** (realizadas, generalmente, con la técnica de vibroflotación), que refuerzan el terreno y aceleran el asiento, al conseguir un medio más denso y permeable que el original (Figura 12.19).
- e) Densificación del terreno con **compactación dinámica**, a base de reducir el volumen del terreno por aplicación repetida de impactos de gran energía sobre el suelo, conseguidos de-

jando caer un gran peso, W , desde una altura H . Los impactos se espacian regularmente en mallas cuadradas de 4-6 m de lado, aplicando los impactos en dos fases (vértices y centros de un cuadrado).

Para una descripción de las técnicas citadas de mejora del terreno (vibroflotación, columnas de grava, compactación dinámica, etc.), se remite a Bielza (1999).

12.6

Terraplenes a media ladera

Uno de los casos en que más problemas se suelen presentar es el de terraplenes construidos a media ladera, en que la estructura de tierra se apoya, generalmente, sobre la superficie de una ladera natural sometida a la acción de la meteorización: erosión física, química e incluso biológica. La superficie de la ladera suele estar ocupada por:

- Coluviones, es decir, material alóctono, con gruesos y matriz limo-arcillosa, no compacto y relativamente permeable, con baja resistencia al corte debido a la matriz fina.
- Materiales eluviales, es decir alterados *in situ*, que pueden estar oxidados y fisurados (caso de materiales margosos y arcillosos) o muy transformados (prácticamente suelos arcillosos, por ejemplo, en laderas pizarrosas, aunque conservando la estructura).

Estos depósitos son permeables en conjunto y fáciles de saturar a través de sus fisuras, huecos, etc., por estar decomprimidos y alterados. Además, se ven más influidos por los cambios climáticos; en el caso de climas semiáridos, las épocas secas originan fisuración en los materiales arcillosos, penetrando el agua en épocas de lluvia y saturando la parte superior alterada de la ladera, con lo que, al quedar debilitada por la humedad y sometida a presión hidrostática, suelen darse problemas de estabilidad. Esto ha ocurrido en numerosos puntos de las provincias de Jaén, Córdoba, Sevilla y Granada con materiales del tipo «margas azules del Guadalquivir» (arcilla de plasticidad media a alta, fisurada, con un 10-15 % de contenido de CO_2). En estos casos, la zona fisurada y saturada tiene una resistencia al corte residual correspondiente a una

cohesión efectiva, c' , de 0 a 1 t/m^2 y a un rozamiento efectivo, ϕ' , de 12 a 15°.

En estos casos es necesario:

- Realizar el **drenaje de la zona de apoyo** del terraplén, de forma que se capte el agua que le viene de la parte superior de la ladera.
- Realizar la limpieza y **escalonamiento del terreno natural** de la ladera para apoyo adecuado del terraplén.
- **Reforzar el pie del terraplén**, empotrándolo en el terreno natural con un material grueso que asegure la resistencia de la ladera en esa zona.

No es raro que en época de lluvias se produzcan grandes problemas de estabilidad en los terraplenes, sobre todo en las zonas en que éstos se colocan en vaguadas. En las Figuras de 12.20 a 12.23 se muestran varios ejemplos de técnicas para resolver estos problemas:

- Cambio del trazado de la carretera para disminuir la altura del terraplén (Figura 12.20).
- Construcción de barrera de pilotes de gran diámetro (tras desviar temporalmente la autovía) para remover el material deslizado y cimentar adecuadamente la nueva aportación (Figura 12.21).
- Barreras de micropilotes en el caso de terraplenes de altura menores de 10 m (Figura 12.22).
- Solución similar a la del refuerzo del caso anterior, en la que se sustituyen los micropilotes por columnas de *jet-grouting* inclinadas, para reforzar el terreno natural bajo el pie del talud del terraplén (Figura 12.23).

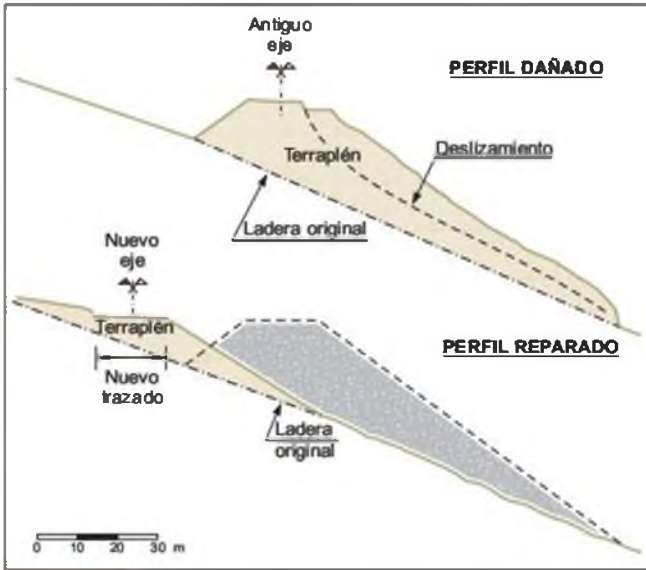


Figura 12.20 Corrección realizada en el Puerto de la Ragua, Granada (Pérez y otros, 1997).

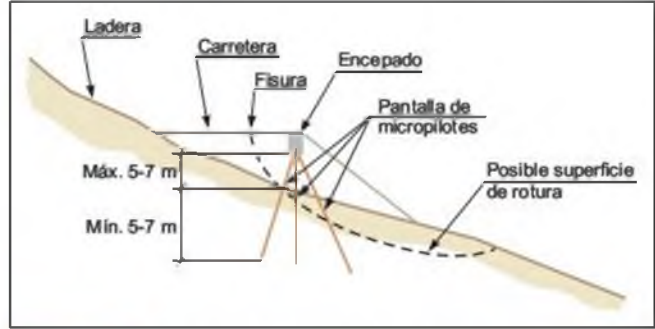


Figura 12.22 Pantalla simple de micropilotes.

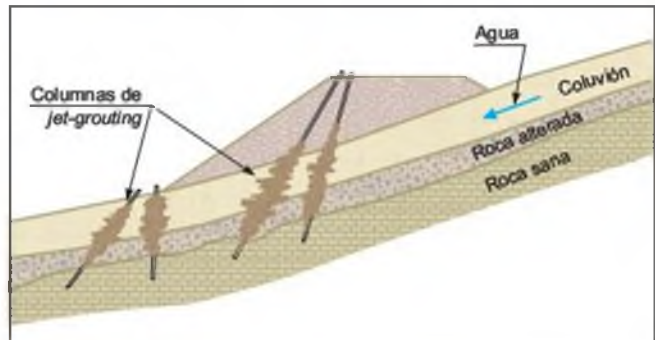


Figura 12.23 Estabilización de un terraplén a media ladera con columnas de *jet-grouting*.

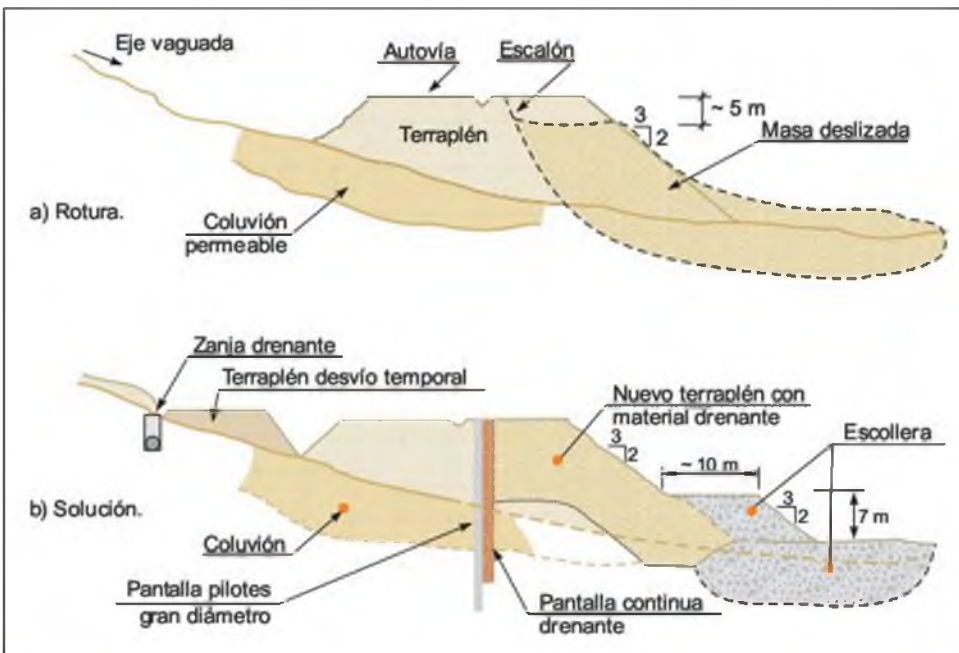


Figura 12.21 Solución mixta de drenaje y elementos resistentes recomendada en la Ronda Este de Málaga (Oteo, 1997).

Bibliografía recomendada

- Dapena, E. (2000). Materiales pétreos. Servicio de Publicaciones de la E.U.I.T. de Obras Públicas de la Universidad Politécnica de Madrid.
- Escario, V., Hinojosa, J. A. y Rocci, S. (1989). Terraplenes y pedraplenes. Monografía. M.O.P.U.
- Ministerio de Fomento (2000). Geotecnia vial en lo referente a materiales para obras de la construcción de explanaciones y drenajes. Orden Circular 326/00 (PG-3). Serie normativas. Instrucciones de Construcción. Madrid.

Referencias bibliográficas

- Barceló, L. (1998). Ensayos en la práctica. Tesis de Master de Ingeniería Geológica. Universidad Complutense de Madrid.
- Bielza, A. (1999). Manual de técnicas de tratamiento del terreno. Ed. Entorno Gráfico, Madrid.
- Castanedo, F. J. (1999). Rellenos. Materiales para terraplenes y pedraplenes. Apuntes del Master de Ingeniería Geológica. U.C.M.
- Dapena, E. (1994). Ensayos de caracterización geotécnica. III Simposio Nacional de Geotecnia Vial. Vigo. Ponencia General, pp. 21-59.
- Dapena, E. (2000). Materiales pétreos. Servicio de Publicaciones de la E.U.I.T. de Obras Públicas de la Universidad Politécnica de Madrid.
- Domingo, A., Olías, I., Torroja, J., Castanedo, F. J. y Oteo, C. (2000). Metodología y estudio de la reutilización, en tratamiento de cal, de materiales arcillosos clasificables como marginales o inadecuados en la M-45 de Madrid. Simp. sobre las Infraestructuras del Transporte. SEMS. Barcelona, pp. 483-96.
- Escario, V., Hinojosa, J. A. y Rocci, S. (1989). Terraplenes y pedraplenes. Monografía. M.O.P.U.
- Jiménez Salas, J. A. y De Justo, J. L. (1975). Geotecnia y cimientos, I. Rueda. Madrid.
- Kraemer, C., Morilla, I., Rocci, S. y Sánchez, V. (1989). Explanaciones y drenaje. Cátedra de Caminos y Aeropuertos. E.T.S.I. de C.C. y P., U.P.M.
- Ladd, C. (1975). Foundation design embankment on varved clays. U.S. Dept. of Transportation. F.H.W.A., T.S. 77-214.
- López Jimeno, Ed. (1998). Varios autores. Manual de Áridos. E.T.S.I. de Minas, U.P.M.
- Ministerio de Fomento (2000). Geotecnia vial en lo referente a materiales para obras de la construcción de explanaciones y drenajes. Orden Circular 326/00 (PG-3). Serie normativas. Instrucciones de Construcción. Madrid.
- Oña, J., López, A., Oteo, C. y Sopeña, L. (1998). Estabilización de la ladera de Aguadulce. I Congreso Andaluz de Carreteras. Vol. II, Área III, Sesión 7, pp. 1949-1954.
- Oteo, C. (1994). Reglas generales de proyecto. III Simposio Nacional de Geotecnia Vial. Vigo. Ponencia General, pp. 183-205.
- Oteo, C. y Sopeña, L. (1994). Embankment foundations on very soft soils at Medinaceli (Spain). XIV Int. Conf. on Soil Mech. and Found. Eng. New Delhi. Vol. II.
- Oteo, C. (1997). La estabilidad de taludes y desmontes en el entorno de las obras lineales andaluzas. IV Simposio Nacional sobre Taludes y Laderas Inestables. Granada. Ponencia General. Vol. III. Pp. 1073-1113.
- Oteo, C. (1998). Construcción y control de estructuras térreas y de túneles en obras de carretera. Semana de la Carretera. Tenerife. Asociación Española de la Carretera. Sesión II. Ponencia General.
- Pérez, J., García, G. y Oteo, C. (1997). Medidas correctoras de las anomalías observadas en las carreteras del Puerto de La Ragua (Granada). IV Simposio Nacional sobre Taludes y Laderas Inestables. Granada. Vol. II, pp. 601-38.
- Pilot, G. y Moreau, M. (1973). La stabilité des remblais sur sols mous. Eyrolles. París.
- Puebla, J. (2000). La geotecnia de las líneas de alta velocidad. Simposio sobre Geotecnia de las Infraestructuras del Transporte. Barcelona, pp. 687-702.

RECAPITULACIÓN DE LA PARTE II

Recapitulación de la Parte II

A partir del conocimiento de los conceptos y materias que constituyen los fundamentos de la ingeniería geológica (desarrollados en la Parte I de este libro), es posible determinar las propiedades de los materiales y los cambios que sufren como consecuencia de los factores geoambientales y de las actuaciones humanas, llegando a definir los siguientes aspectos fundamentales en ingeniería geológica:

- Propiedades geológico-geotécnicas de los suelos y de las rocas.
- Modificación de dichas propiedades por factores tensionales, hidrogeológicos, ambientales y antrópicos.
- Incidencia de los procesos geológicos activos en la resistencia y estabilidad de los materiales.
- Condiciones hidrogeológicas de los macizos rocosos.
- Efectos inducidos por las obras de ingeniería en el terreno.

La ingeniería geológica aplicada, objeto de los capítulos de la Parte II, se dedica al estudio geológico-geotécnico de las cimentaciones, excavaciones

(taludes y túneles), presas y estructuras de tierras, con los siguientes objetivos principales:






- Analizar las acciones que ejercen las distintas obras de ingeniería en el terreno.
- Identificar los factores geológicos de mayor significado geotécnico en cada tipo de proyecto.
- Determinar el comportamiento del terreno en función de las condiciones constructivas o de proyecto.
- Aportar soluciones de diseño y recomendaciones constructivas, bajo el punto de vista de la ingeniería geológica.

La construcción de una obra de ingeniería da lugar a una serie de acciones en el terreno, resumidas en el Cuadro A. **La resolución satisfactoria de los problemas geológico-geotécnicos que surgen de las interacciones entre el terreno y las estructuras, depende de la correcta selección de los parámetros geomecánicos, la aplicación de métodos de análisis adecuados y la elección de criterios de seguridad y de aceptabilidad razonables.** Estos aspectos se presentan en los Cuadros B, C y D.

Efectos de las obras de ingeniería en el terreno


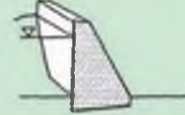



Obras de Ingeniería	Acciones sobre el terreno	Respuesta del terreno	Efectos inducidos	Efectos ambientales
Cimentaciones	Cargas estáticas y dinámicas. Excavaciones. Cambios del nivel freático.	Tensiones y deformaciones. Cambios en la red de flujo.	Roturas. Asientos.	Vibraciones. Asientos en estructuras próximas.
Excavaciones Taludes y canteras	Excavaciones. Cambios del nivel freático.	Decompresiones. Deformaciones. Cambios en la red de flujo.	Roturas. Inestabilidades. Alteraciones.	Asientos inducidos por descenso del nivel freático. Escombreras.
Túneles y minas subterráneas	Excavaciones. Cambios del estado tensional. Cambios del nivel freático.		Liberación de tensiones. Inestabilidades. Filtraciones.	Escombreras. Cambios en acuíferos. Subsidiencias. Contaminación de aguas.
Obras hidráulicas y marítimas Presas Canales Obras marítimas	Cargas estáticas y dinámicas. Presiones hidrostáticas. Subpresiones.	Tensiones y deformaciones. Cambios en la red de flujo.	Filtraciones. Erosiones intensas. Roturas, asientos. Inestabilidades.	Cambios en la dinámica litoral (obras marítimas). Aterramientos.
Reservorios Embalses	Cargas hidráulicas. Cambios del nivel freático.	Tensiones y deformaciones. Cambios en la red de flujo.	Filtraciones. Inestabilidades en laderas. Sedimentación. Disoluciones.	Aterramientos. Cambios en acuíferos. Salinización de acuíferos. Sismicidad inducida.
Almacenamientos y vertederos	Excavaciones. Cargas estáticas e hidráulicas. Percolación de sustancias químicas, fluidos, etc. Cambios del nivel freático.		Inestabilidades. Filtraciones. Cambios físico-químicos en suelos y aguas.	Contaminación de acuíferos y suelos. Emisión de gases. Gradientes térmicos.
Obras de tierra	Cargas. Cambios del nivel freático.		Inestabilidades.	Modificaciones en la red de drenaje.

Contexto geomecánico y criterios de aceptabilidad para el diseño de taludes

Tipo de inestabilidad	Mecanismo de rotura	Factores críticos	Métodos de análisis	Criterios de aceptabilidad
 Deslizamientos	Roturas complejas con superficies circulares o curvas, incluyendo deslizamientos a favor de fallas y otros elementos estructurales y roturas a través de la matriz rocosa.	Existencia de fallas. Resistencia al corte del plano de rotura. Distribución del agua y altura del nivel freático en el talud. Acciones sísmicas.	Métodos de equilibrio límite. Métodos numéricos (análisis de elementos finitos o elementos discretos) para análisis de mecanismos de rotura y de las relaciones esfuerzo-deformación.	Un valor absoluto del factor de seguridad tiene poco significado, pero los análisis permiten evaluar la influencia de las diferentes medidas estabilizadoras. Se recomienda la auscultación a largo plazo para detectar movimientos en el talud.
 Taludes en suelos o roca muy fracturada	Rotura curva a favor de superficies en forma de cuchara en suelos o rocas muy fracturadas.	Altura y ángulo del talud. Resistencia al corte del plano de rotura. Distribución del agua y altura del nivel freático en el talud. Sobrecargas o acciones sísmicas.	Métodos de equilibrio límite en dos dimensiones. Ocasionalmente: análisis de probabilidad, análisis de equilibrio límite en tres dimensiones y métodos de análisis numérico.	Factor de seguridad > 1,3 para taludes temporales con mínimo riesgo de daños. Factor de seguridad > 1,5 para taludes permanentes con riesgo significativo de daños.
 Taludes en macizos rocosos fracturados	Rotura plana o en cuña a favor de discontinuidades.	Altura, ángulo y orientación del talud. Dirección y buzamiento de las discontinuidades. Distribución del agua y posición del nivel freático en el talud. Acciones sísmicas. Secuencia de excavación e instalación del sostenimiento.	Análisis de equilibrio límite para estudios paramétricos. Análisis de probabilidad de rotura basados en la distribución, orientación y resistencia al corte de las discontinuidades.	Factor de seguridad > 1,3 para taludes temporales con mínimo riesgo de daños. FS > 1,5 para taludes permanentes con riesgo significativo de daños. Probabilidad de rotura entre 10-15% para cortas mineras cuando el coste de retirada de material caído es menor que el de sostenimiento.
 Taludes en roca con discontinuidades verticales	Vuelco de estratos a favor de discontinuidades verticales subparalelas a la dirección del talud.	Altura, ángulo y orientación del talud. Dirección y buzamiento de las discontinuidades. Nivel freático en el talud. Acciones sísmicas.	Métodos de equilibrio límite para análisis de vuelco y deslizamiento con modelos simplificados. Modelos de elementos discretos con geometrías simplificadas para análisis de los mecanismos de rotura.	No hay un criterio de aceptabilidad general. La auscultación del talud es el único medio para determinar su comportamiento.
 Taludes en roca con bloques sueltos	Caída de bloques y fragmentos de roca sueltos o independizados en el talud.	Geometría del talud. Presencia de bloques sueltos. Presencia de estructuras de retención de caída de bloques.	Cálculo de trayectorias de caída y de rebote de bloques. Análisis de Monte Carlo para trayectorias y distribución de caída de rocas en función de la geometría del talud y características de los materiales.	La localización y análisis de la distribución de los bloques caídos indican la magnitud del proceso, y permiten determinar las medidas correctoras.





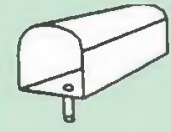
(Modificado de Hoek, E., 1991. When is a design in rock engineering acceptable? Proc. Int. Congr. Rock Mechanics. Aachen, Alemania. ISRM. Vol. 3, pp. 1485-1497.)

Contexto geomecánico y criterios de aceptabilidad para el diseño de presas y cimentaciones

Estructura	Tipos de rotura	Factores críticos	Métodos de análisis	Criterios de aceptabilidad
 <p>Presas de materiales sueltos</p>	<p>Roturas circulares o semicirculares de la presa, especialmente durante un vaciado rápido. Rotura de la cimentación a favor de capas débiles o contactos. Sifonamiento y erosión del núcleo.</p>	<p>Presencia de zonas de debilidad o permeables en la cimentación. Resistencia al corte, durabilidad, gradación y emplazamiento de los materiales de construcción de la presa. Eficacia de las inyecciones y los sistemas de drenaje. Estabilidad de los taludes del vaso.</p>	<p>Análisis de filtraciones para determinar la distribución de presiones intersticiales y velocidad de flujo a través de la presa y los estribos. Métodos de equilibrio límite para estudios paramétricos de estabilidad. Métodos numéricos para la respuesta dinámica durante terremotos.</p>	<p>Factor de seguridad > 1,5 para llenado completo; > 1,3 para el final de construcción sin llenado; > 1,2 para la máxima avenida esperable; > 1,0 para llenado completo considerando el máximo terremoto esperable.</p>
 <p>Presas de gravedad</p>	<p>Roturas a favor de la superficie de contacto entre la presa y el terreno o a través del substrato rocoso. Grietas de tracción en la base de la presa. Fugas a través de los cimientos o los estribos.</p>	<p>Presencia de zonas de debilidad o permeables en el macizo rocoso. Resistencia al corte del contacto entre la roca y la presa. Resistencia al corte del macizo rocoso. Eficacia de las inyecciones y los sistemas de drenaje. Estabilidad de los taludes del vaso.</p>	<p>Estudios paramétricos usando métodos de equilibrio límite para estudiar deslizamientos en la base de la presa y en el cimientos.</p>	<p>El factor de seguridad para la rotura de la cimentación debe ser mayor de 1,5 para llenado completo (considerando $c' \approx 0$). Factor de seguridad > 1,3 para la máxima avenida esperable. Factor de seguridad > 1,0 para cargas extremas, máximo terremoto esperable y máxima avenida.</p>
 <p>Presas de bóveda</p>	<p>Roturas en la cimentación o en los estribos. Agrietamiento de la estructura por asientos diferenciales. Fugas a través de los estribos o la cimentación.</p>	<p>Presencia de zonas deformables o de debilidad o permeables en el macizo rocoso. Orientación, buzamiento y resistencia al corte de las discontinuidades. Eficacia de las inyecciones y los sistemas de drenaje. Estabilidad de los taludes del vaso.</p>	<p>Análisis de equilibrio límite para estudios paramétricos de modelos de rotura tridimensionales. Análisis numérico tridimensional para determinar los esfuerzos y desplazamientos en la estructura de la presa.</p>	<p>El factor de seguridad para la rotura de la cimentación debe ser > 1,5 para llenado completo. Factor de seguridad > 1,3 para la máxima avenida esperable. Deformaciones y tensiones admisibles por el hormigón según especificaciones.</p>
 <p>Cimentaciones en taludes rocosos</p>	<p>Rotura del talud por carga excesiva de la cimentación. Asientos diferenciales debidos a propiedades deformacionales anisótropas de la roca.</p>	<p>Orientación, buzamiento y resistencia al corte de las discontinuidades del macizo rocoso. Presencia de capas inclinadas con anisotropías deformacionales. Distribución del agua y altura del nivel freático en el talud.</p>	<p>Análisis de equilibrio límite de roturas planas o en cuña para estudios paramétricos. Análisis numérico para determinar deformaciones en la cimentación, especialmente en macizos rocosos anisótropos.</p>	<p>El factor de seguridad para el deslizamiento de bloques o cuñas debe ser mayor de 1,5. Los límites de los asientos diferenciales deben estar de acuerdo con las especificaciones.</p>
 <p>Cimentaciones en suelos y rocas blandas</p>	<p>Fallo de cimentaciones superficiales por rotura al corte de suelos o rocas blandas.</p>	<p>Resistencia al corte de los suelos o de las rocas diaclasadas. Posición del nivel freático. Condiciones de carga en la cimentación y efectos sísmicos.</p>	<p>Análisis de equilibrio límite para estudios paramétricos del factor de seguridad. Análisis numérico para determinar deformaciones en la cimentación, especialmente en materiales anisótropos.</p>	<p>No es admisible sobrepasar la capacidad portante. Los límites de los asientos diferenciales deben estar de acuerdo con las especificaciones.</p>

(Modificado de Hoek, 1991.)

Contexto geomecánico y criterios de aceptabilidad para el diseño de obras subterráneas

Estructura	Problemas geomecánicos	Factores críticos	Métodos de análisis	Criterios de aceptabilidad
 <p>Túneles a presión en centrales hidroeléctricas</p>	<p>Filtraciones excesivas en túneles sin revestir o gunitados. Roturas o pandeos de cerchas debidos a deformaciones de la roca o presiones externas.</p>	<p>Relación entre la máxima presión hidráulica y la tensión mínima principal en la roca circundante. Capacidad de las cerchas y eficacia de las inyecciones. Niveles freáticos en el macizo rocoso.</p>	<p>Determinación de los recubrimientos mínimos a partir de mapas topográficos de detalle. Análisis tensionales en secciones paralelas y perpendiculares al eje del túnel. Comparación entre la máxima presión hidráulica y la tensión mínima principal para el diseño de cerchas.</p>	<p>Se precisan cerchas cuando la tensión mínima principal en la roca es menor de 1,3 veces la máxima carga hidráulica, o 1,15 para presiones dinámicas muy bajas.</p>
 <p>Túneles en rocas blandas</p>	<p>Roturas cuando las tensiones inducidas sobrepasan la resistencia de la roca. Deformaciones que tienden a cerrar la sección del túnel si el sostenimiento es inadecuado.</p>	<p>Resistencia del macizo rocoso y de los elementos geológicos estructurales singulares. Abombamiento potencial, en especial en rocas sedimentarias. Método y secuencia de excavación. Secuencia de instalación y capacidad de los sistemas de sostenimiento.</p>	<p>Análisis de tensiones por métodos numéricos. Análisis de la interacción roca-sostenimiento. Métodos numéricos para determinar la capacidad y secuencia de instalación de los sistemas de sostenimiento.</p>	<p>La capacidad del sostenimiento instalado debe ser suficiente para estabilizar el macizo rocoso y limitar la convergencia a un nivel aceptable. La maquinaria e instalaciones han de adecuarse a los procesos de convergencia del túnel. Auscultación para controlar las deformaciones durante la construcción.</p>
 <p>Túneles superficiales en rocas diaclasadas</p>	<p>Caída de bloques por gravedad o deslizamiento de cuñas o bloques producidos por intersección de discontinuidades. Caída de pequeños fragmentos por sostenimiento insuficiente.</p>	<p>Orientación, buzamiento y resistencia al corte de las discontinuidades del macizo rocoso. Forma y orientación de la excavación. Calidad de las perforaciones y voladuras durante la excavación. Secuencia de instalación y capacidad de los sistemas de sostenimiento.</p>	<p>Proyección estereográfica o métodos analíticos para determinar las cuñas potenciales. Análisis de equilibrio límite para estudios paramétricos en cuñas críticas y evaluación del factor de seguridad del sostenimiento.</p>	<p>Factor de seguridad mayor de 1,5 para deslizamiento de cuñas y mayor de 2 para caída de cuñas y bloques. La secuencia de instalación de los sistemas de sostenimiento es básica para evitar caídas o deslizamientos de bloques o cuñas. En este caso la auscultación es de escasa efectividad.</p>
 <p>Grandes cavernas en rocas diaclasadas</p>	<p>Caída de bloques por gravedad o deslizamiento de cuñas y roturas en el macizo rocoso por corte o tracción, en función del espaciado de las discontinuidades y la magnitud de las tensiones <i>in situ</i>.</p>	<p>Forma y orientación de la excavación en relación con la orientación, buzamiento y resistencia al corte de las discontinuidades del macizo rocoso. Tensiones <i>in situ</i> en el macizo. Excavación y sostenimiento y calidad de las perforaciones y voladuras.</p>	<p>Proyección estereográfica o métodos analíticos para determinar las cuñas potenciales. Análisis numérico para determinar tensiones y deformaciones durante la excavación y el diseño del sostenimiento.</p>	<p>El diseño es aceptable cuando en los métodos numéricos se han considerado las posibles roturas, no se sobrecargan los sostenimientos y se han estabilizado las deformaciones del macizo rocoso. La auscultación de las deformaciones es esencial para validar las predicciones de diseño.</p>
 <p>Depósitos subterráneos para residuos nucleares</p>	<p>Rotura en lajas por efecto térmico y/o tensional de las paredes del macizo rocoso circundante, que provocaría un aumento de la permeabilidad y una mayor probabilidad de fuga radiactiva.</p>	<p>Orientación, buzamiento, permeabilidad y resistencia al corte de las discontinuidades del macizo rocoso. Tensiones <i>in situ</i> y tensiones térmicas en el macizo. Distribución del agua subterránea en el macizo rocoso.</p>	<p>Análisis numérico para determinar las tensiones y deformaciones durante la excavación y la acción térmica de los propios residuos radiactivos. Modelos de flujo y velocidad de aguas subterráneas por métodos numéricos.</p>	<p>Un diseño aceptable requiere velocidades de flujo extremadamente bajas para evitar el transporte de elementos radiactivos.</p>

(Modificado de Hoek, 1991.)

Parte

III

RIESGOS
GEOLÓGICOS



CAPÍTULO 13

PREVENCIÓN DE RIESGOS GEOLÓGICOS

CONTENIDO

1. Los riesgos geológicos
2. Peligrosidad, riesgo y vulnerabilidad
3. Criterios de seguridad en ingeniería geológica
4. Prevención y mitigación de los riesgos
5. Mapas de peligrosidad y de riesgo

13.1

Los riesgos geológicos

Los procesos geodinámicos que afectan a la superficie terrestre dan lugar a **movimientos del terreno** de diferente magnitud y características, que pueden constituir **riesgos geológicos** al afectar, de una forma directa o indirecta, a las actividades humanas (Cuadro 13.1).

Fenómenos tan variados como la erosión, disolución, movimientos sísmicos y erupciones volcánicas y las precipitaciones pueden producir deslizamientos y desprendimientos en las laderas, coladas de tierra y derrubios, aterramientos, hundimientos, subsidencias, etc. Estos movimientos del terreno son el reflejo del carácter dinámico del medio geológico y de la evolución natural del relieve, pero también pueden ser provocados o desencadenados por el hombre al interferir con la naturaleza y modificar sus condiciones.

Los movimientos del terreno, desde un deslizamiento de cierta magnitud hasta un terremoto de gran intensidad, causan en ocasiones cifras muy elevadas de víctimas y pérdidas económicas. Considerando también las inundaciones y ciclones, en las dos últimas décadas los muertos en el mundo han superado los 3 millones, con más de 800 millones de damnificados; según el Banco Mundial, entre los años 90 y 96 los desastres naturales han superado los 40.000 millones de dólares en pérdidas (Murck *et al.*, 1996).

La **ingeniería geológica**, como ciencia aplicada al

estudio y solución de los problemas producidos por la interacción entre el medio geológico y la actividad humana, tiene una de sus principales aplicaciones en la **evaluación, prevención y mitigación** de los riesgos geológicos, es decir, de los daños ocasionados por los procesos geodinámicos.

Los problemas derivados de la doble interacción entre el medio geológico y las actividades humanas hacen necesario el planteamiento de actuaciones adecuadas para conseguir un equilibrio entre las condiciones naturales y la ocupación del territorio, incorporando los métodos de prevención y mitigación de los riesgos geológicos a la planificación. Estas actuaciones deben partir del conocimiento de los procesos geodinámicos y del comportamiento geomecánico del terreno.

Los **daños** asociados a un determinado proceso geológico dependen de:

- La **velocidad, magnitud y extensión** del mismo; los movimientos del terreno pueden ocurrir de forma violenta y catástrofica (terremotos, grandes deslizamientos repentinos, hundimientos) o lenta (flujos y otros movimientos de laderas, subsidencias, etc.).
- La posibilidad de **prevención y predicción** y el **tiempo de aviso**; algunos procesos, como terremotos o avenidas repentinas (*flash floods*) no pueden ser previstos, disponiéndose de muy poco o ningún tiempo para alertas.
- La **posibilidad de actuar sobre el proceso y controlarlo** o de proteger los elementos expuestos a sus efectos.

Los efectos de los movimientos del terreno pueden ser directos o indirectos, a corto, largo plazo o permanentes. La escala de tiempo geológico en que se desarrollan determinados procesos, como los tectónicos o isostáticos, hace que sus efectos no sean considerables a escala humana.

Sólo determinados procesos, cuando ocurren a escala «geotécnica o ingenieril», son **controlables** mediante actuaciones antrópicas, como los deslizamientos y desprendimientos, los procesos erosivos, las subsidencias y las inundaciones. Los terremotos, tsunamis, erupciones volcánicas y grandes deslizamientos y avalanchas de millones de metros cúbicos en zo-

CUADRO 13.1

Procesos geológicos y meteorológicos que pueden causar riesgos

Procesos geodinámicos externos	<ul style="list-style-type: none"> — Deslizamientos y desprendimientos. — Hundimientos y subsidencias. — Erosión. — Expansividad y colapsabilidad de suelos.
Procesos geodinámicos internos	<ul style="list-style-type: none"> — Terremotos y tsunamis. — Vulcanismo. — Diapirismo.
Procesos meteorológicos	<ul style="list-style-type: none"> — Lluvias torrenciales y precipitaciones intensas. — Inundaciones y avenidas. — Procesos de arroyada. — Huracanes. — Tornados.

nas montañosas quedan fuera del alcance y control humano.

En los apartados siguientes se desarrollan los aspectos relacionados con la evaluación y prevención de los riesgos geológicos y su influencia en las obras de ingeniería. A este respecto, conviene resaltar la importancia de considerar la incidencia de los procesos dinámicos naturales en el diseño y la seguridad de las obras e instalaciones, junto a la evaluación de la seguridad geotécnica. Así, los estudios deben incluir:

- La seguridad frente al fallo geotécnico del terreno.
- La seguridad frente a los procesos geológicos.

En los Capítulos 14 y 15 se tratan los movimientos de ladera y el riesgo sísmico, por constituir los procesos más directamente relacionados con las características y comportamiento geotécnico del terreno.

Los movimientos por arcillas expansivas y los suelos colapsables y sensitivos se consideran más bien problemas geotécnicos, tratándose en los Capítulos 2 y 8.

13.2

Peligrosidad, riesgo y vulnerabilidad

Para evitar o reducir los riesgos geológicos e incorporar la influencia de éstos a la planificación y ocupación del territorio, es necesaria la evaluación de la peligrosidad y del riesgo.

En los estudios de riesgo se utiliza una terminología propia para definir la peligrosidad, el riesgo y la vulnerabilidad. Si bien el término «riesgo» frecuentemente se emplea para referirse a cualquier proceso más o menos violento o catastrófico que puede afectar a las personas o bienes, y se aplica como sinónimo de peligrosidad, ambos conceptos son diferentes. **La peligrosidad se refiere al proceso geológico, el riesgo a las pérdidas y la vulnerabilidad a los daños.** A continuación se definen estos conceptos según su uso más extendido.

La **peligrosidad**, P , (*hazard*) hace referencia a la frecuencia de ocurrencia de un proceso y al lugar. Se define como la probabilidad de ocurrencia de un proceso de un nivel de intensidad o severidad determinado, dentro de un periodo de tiempo dado y dentro de un área específica (Varnes, 1984; Barbat, 1998). Para su evaluación es necesario conocer:

- Dónde y cuándo ocurrieron los procesos en el pasado.
- La intensidad y magnitud que tuvieron.
- Las zonas en que pueden ocurrir procesos futuros.
- La frecuencia de ocurrencia.

El último punto sólo puede ser estimado si se conocen las pautas temporales del proceso (por ejemplo el periodo de retorno de los terremotos o inundaciones, a

partir de datos y series históricas y/o instrumentales) o de los factores que lo desencadenan (el periodo de retorno de las precipitaciones que desencadenan deslizamientos en una zona).

La peligrosidad, según se ha definido, puede expresarse como la probabilidad de ocurrencia de un fenómeno de determinada intensidad en un lapso de tiempo dado, pero también se puede expresar a partir del **periodo de retorno** T (años transcurridos entre 2 eventos o procesos de semejantes características), que es la inversa de la probabilidad anual de excedencia, $P_{(a)}$:

$$T = 1/P_{(a)}$$

La probabilidad p de que un valor determinado de intensidad (por ejemplo un valor de aceleración en el caso de terremotos) correspondiente a un periodo de retorno medio T (años) sea excedido durante un periodo de tiempo determinado t se expresa como:

$$p = 1 - \left(1 - \frac{1}{T}\right)^t$$

El tiempo t (años) puede ser el tiempo de vida de una presa o de un edificio, esto es, el tiempo de exposición o periodo de vida de la estructura.

El Cuadro 13.2 incluye el periodo de vida útil de distintas instalaciones; en la Figura 13.1 se incluyen las curvas de probabilidad de excedencia en función de este parámetro y del periodo de retorno T .

El concepto de **riesgo**, R , (*risk*) incorpora consideraciones socio-económicas, y se define como las

Periodo de vida útil para distintas instalaciones (t)

Estructura o instalación	t (años)
Almacenamiento de residuos radiactivos	10.000
Centrales nucleares	40-80
Presas	100-150
Puentes, túneles y grandes obras de infraestructura	100
Almacenamiento de residuos tóxicos	250
Edificios y construcciones convencionales	50-70

pérdidas potenciales debidas a un fenómeno natural determinado (vidas humanas, pérdidas económicas directas e indirectas, daños a edificios o estructuras, etc.).

En la actualidad, es en el campo de los terremotos donde más se han desarrollado los estudios de riesgo. Barbat (1998) define el riesgo sísmico como las pérdidas esperadas que sufren las estructuras durante el lapso de tiempo que permanecen expuestas a la acción sísmica; dicho lapso de tiempo se denomina período de exposición o período de vida útil de las estructuras, como ha sido indicado anteriormente.

La evaluación del riesgo geológico resulta compleja, por ser compleja la evaluación de los términos que lo definen. El riesgo se evalúa a partir de la peligrosidad correspondiente a un determinado proceso (causa) y de los efectos del mismo sobre los elementos expuestos al peligro (consecuencias). Estos efectos sobre los elementos expuestos (edificios, infraestructuras, personas, bienes, etc.) pueden ser expresados por diferentes parámetros: vulnerabilidad, pérdidas, costes, exposición, etc. El riesgo está referido, como la peligrosidad, a un periodo de tiempo determinado, y se puede evaluar de forma determinista o probabilista.

El riesgo puede calcularse a partir de la expresión:

$$R = P \times V \times C$$

donde P es la peligrosidad del proceso considerado, V es la vulnerabilidad de los elementos expuestos a la acción del proceso y C es el coste o valor de los mismos. Según se ha descrito anteriormente, el riesgo se expresa en pérdidas (económicas, humanas); en la expresión anterior, éstas «unidades» corresponden a C , mientras que P es una probabilidad y V un parámetro adimensional, como se explica más adelante. El valor de C puede expresarse en términos deterministas o probabilistas; en este último caso, el riesgo se obtendrá igualmente en términos de probabilidad.

Si cualquiera de los factores es nulo, el riesgo será nulo; así en una zona de peligrosidad muy elevada, el riesgo será cero si no existen elementos expuestos, o si la vulnerabilidad de los mismos es nula. El hombre puede incrementar el riesgo al ocupar zonas peligro-

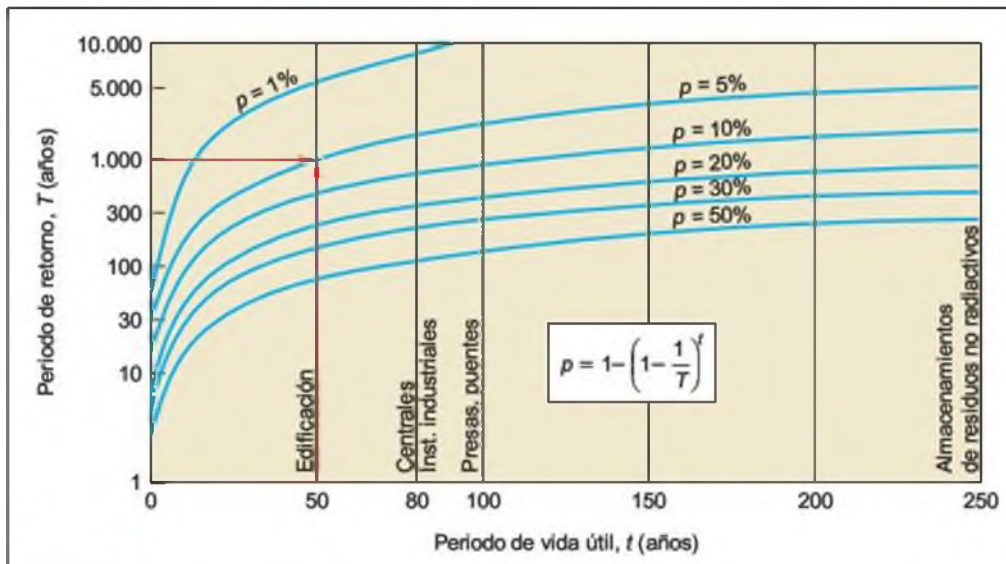


Figura 13.1 Probabilidad de excedencia (p) de un proceso en la vida útil de una estructura para un periodo de retorno determinado. Ejemplo: ¿cuál es la probabilidad de que un edificio sufra un terremoto de magnitud 6 teniendo en cuenta que su vida útil o periodo de exposición es de 50 años, y que el periodo de retorno del terremoto es de 1.000 años? Solución: la probabilidad de que se exceda el terremoto durante la vida de la estructura es del 5%.

sas, al incidir en la intensidad de los procesos o provocarlos y al construir estructuras y edificios vulnerables. El riesgo puede reducirse disminuyendo la peligrosidad (actuando sobre los factores que controlan los procesos en los casos en que sea posible) o la vulnerabilidad (actuando sobre los elementos expuestos al riesgo).

Según Smith (2001) el **riesgo** puede definirse como la probabilidad de que ocurra un peligro y cause pérdidas, y su evaluación se realiza a partir de la expresión:

$$R = P \times P_e$$

siendo P la probabilidad de ocurrencia del proceso, o peligrosidad, y P_e las pérdidas esperadas.

Según algunos autores (Varnes, 1984), el producto $P \times V$ se denomina **riesgo específico**, y se define como el **grado de pérdidas** esperado durante un periodo de tiempo dado como consecuencia de la ocurrencia de un determinado proceso, expresado en términos de probabilidad. En este caso, no es posible la evaluación cuantitativa de las pérdidas. Según las definiciones de la UNESCO (Varnes, 1984), el riesgo se evalúa:

$$R = P \times V \times E$$

donde E es la exposición de los elementos en riesgo. Ante la indefinición para cuantificar la variable E y considerando que para algunos autores la exposición está incluida en la vulnerabilidad (un elemento no será vulnerable si no está expuesto al riesgo; Cardona y Barbat, 2000), resultan más apropiadas las expresiones anteriores, en las que se considera directamente el coste de los elementos expuestos, C , o las pérdidas esperadas, P_e , ante la ocurrencia de un determinado fenómeno.

La **vulnerabilidad**, V , es el grado de daños o pérdidas potenciales en un elemento o conjunto de elementos como consecuencia de la ocurrencia de un fenómeno de intensidad determinada. Depende de las características del elemento considerado (no de su valor económico) y de la intensidad del fenómeno; suele evaluarse entre 0 (sin daño) y 1 (pérdida o destrucción total del elemento) o entre 0% y 100% de daños.

Con respecto al riesgo sísmico, la vulnerabilidad de una estructura, grupo de estructuras o de una zona urbana, se define como su predisposición intrínseca a sufrir daños ante la ocurrencia de un movimiento sísmico de una severidad determinada (Barbat, 1998); depende de las características de diseño de la estructura y de la intensidad del terremoto. Así, la vulnerabilidad de un edificio de mampostería será más alta que la de uno de hormigón frente a un mismo terremoto.

Este parámetro suele definirse mediante las funciones de vulnerabilidad (Figura 13.2), que pueden ser establecidas a partir de los daños o pérdidas que los procesos han ocasionado en el pasado y/o en base a

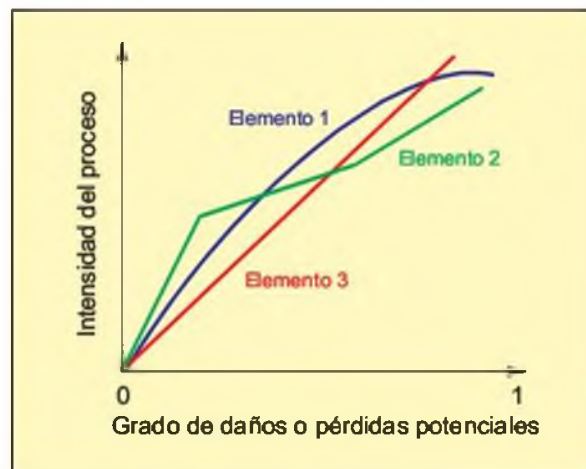


Figura 13.2 Ejemplos de funciones de vulnerabilidad. Un mismo elemento o grupo de elementos tendrá mayor vulnerabilidad frente a fenómenos de mayor intensidad. Por otro lado, ante un evento de intensidad determinada, la vulnerabilidad de los distintos elementos es diferente.

hipótesis de las pérdidas potenciales que ocasionarían los fenómenos si éstos ocurrieran. En ambos casos hay que tener en cuenta la existencia de medidas actuales para la reducción o mitigación de los daños potenciales, que reducen la vulnerabilidad de los elementos expuestos.

La **vulnerabilidad social** depende de la densidad de población, condiciones de los edificios y estructuras, sistemas de aviso y alerta y planes de emergencia y evacuación (Cuadro 13.3). Los países pobres, como frecuentemente queda demostrado, son más vulnerables por sus deficientes construcciones, alta densidad de población, etc. Puede evaluarse en términos de porcentaje de población afectada por un determinado proceso.

Los **elementos expuestos** pueden ser personas, bienes, propiedades, infraestructuras, servicios, actividades económicas, etc., que pueden sufrir las consecuencias directas o indirectas de un proceso geológico en una determinada zona. El **coste o valor** de los mismos puede expresarse según diferentes criterios: coste de construcción de edificios o estructuras, coste de reparación de los daños causados, valor asegurado, etc.; también se pueden considerar los costes derivados de la interrupción de vías de comunicación, actividades económicas, servicios, etc.

En el Recuadro 13.1 se presentan ejemplos de evaluación probabilista del riesgo bajo dos diferentes consideraciones: en función del grado de peligrosidad y de la vulnerabilidad de los diferentes elementos expuestos en una zona y en función de la probabilidad de ocurrencia de los procesos y las pérdidas potenciales causadas por estos.

Ejemplos de evaluación del riesgo

Ejemplo 1. Cálculo probabilista del riesgo

Este ejemplo se basa en la preparación de mapas de peligrosidad y vulnerabilidad para una zona en que aparecen diferentes tipos de elementos expuestos, agrupados en cuatro categorías.

Una vez estimada la peligrosidad, o probabilidad de ocurrencia de un determinado proceso de intensidad i para un periodo de retorno T , y evaluada la vulnerabilidad de los elementos expuestos, el **grado de riesgo** potencial se obtiene del producto de ambos. En la Figura a) se presenta el área de estudio con tres grados de peligrosidad; en la Figura b) se ha clasificado la zona en base a la vulnerabilidad de los elementos expuestos (cuatro grupos de edificaciones o construcciones) para los que se ha evaluado el grado de daño que causaría la ocurrencia del peligro definido en el mapa de la Figura a). El grado de riesgo potencial, en términos probabilistas, se presenta en el esquema de la Figura c).

Ejemplo 2. Análisis probabilista del riesgo (según Smith, 2001)

Asumiendo que la ocurrencia de los procesos puede ser evaluada con anterioridad a partir de datos históricos, puede obtenerse que un determinado proceso E_j tiene una probabilidad de ocurrencia P_j y causa una pérdida L_j (por ejemplo evaluada en euros o en número de víctimas), siendo $j = 1, n$ y $P_1 + P_2 + \dots + P_n = 1$. Orde-

nando los n procesos según sus pérdidas, de menor a mayor ($L_1 < L_2 < \dots < L_n$), la probabilidad acumulada para un proceso particular puede ser calculada como:

$$P_{j(A)} = P_j + \dots + P_n$$

indicando la probabilidad de ocurrencia de un evento para el que las pérdidas son mayores o iguales a L_j .

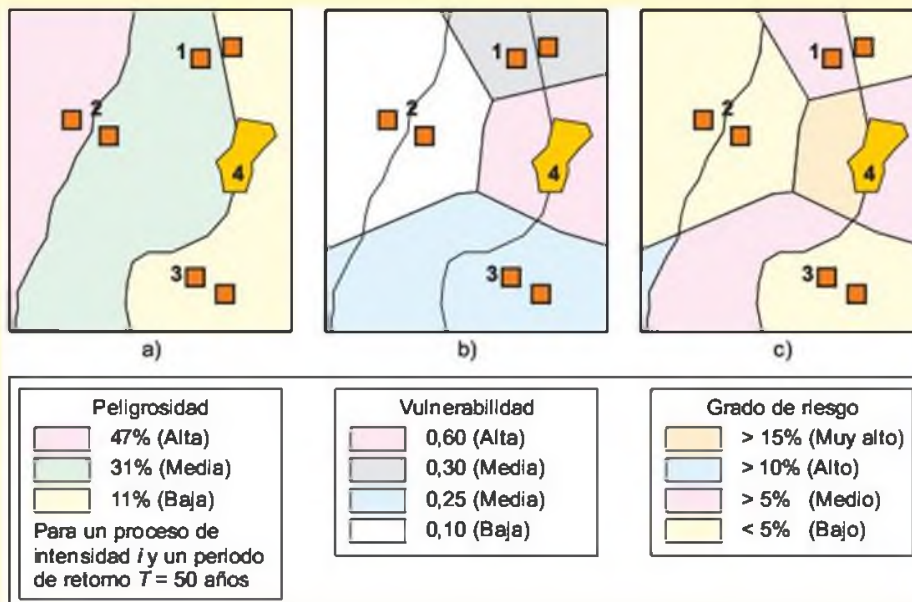
Si se pueden categorizar todos los procesos posibles en términos de pérdidas económicas, es posible realizar un análisis de riesgo:

Pérdidas, L (euros)	Probabilidad, P	Probabilidad acumulada
0	0,950	1,000
100.000	0,030	0,050
500.000	0,015	0,020
1.000.000	0,005	0,005

De la tabla anterior puede obtenerse que hay un 95 % de probabilidades de que no haya pérdidas, y solo un 2 % de que se den pérdidas de 500.000 euros o mayores. El riesgo queda definido por las pérdidas totales probables, y se puede evaluar:

$$R = P_1L_1 + \dots + P_nL_n$$

resultando para este caso un valor de 15.500 euros.



Elementos a considerar para la evaluación de la vulnerabilidad

Vulnerabilidad	Daños o pérdidas	
Social	<ul style="list-style-type: none"> - Muertos y desaparecidos. - Heridos y discapacitados. - Personas sin hogar. - Personas sin trabajo. - Epidemias y enfermedades. 	<p>La vulnerabilidad social depende de:</p> <ul style="list-style-type: none"> - La intensidad y velocidad del fenómeno. - La densidad de población. - La vulnerabilidad estructural. - El tiempo de aviso. - Los sistemas de emergencia y respuesta.
Estructural	<ul style="list-style-type: none"> - Daños sobre edificios y estructuras. - Daños sobre el contenido de los mismos. - Pérdida de beneficios. - Efectos sobre las personas. 	<p>La vulnerabilidad estructural depende de:</p> <ul style="list-style-type: none"> - La intensidad y velocidad del fenómeno. - El tipo y características de las construcciones. - La concentración en áreas de población.
Económica	<p>Daños directos:</p> <ul style="list-style-type: none"> - Costes de reposición, reparación o mantenimiento de estructuras, instalaciones o propiedades, sistemas de comunicación, electricidad, etc. <p>Daños indirectos:</p> <ul style="list-style-type: none"> - Reducción del valor de los bienes. - Interrupción de los sistemas de transporte. 	<ul style="list-style-type: none"> - Pérdidas de productividad de suelo agrícola o industrial. - Pérdida de ingresos por impuestos. - Pérdidas en la productividad humana. - Pérdidas en beneficios comerciales. - Pérdidas en la recaudación de impuestos. - Costes de medidas preventivas o de mitigación. - Pérdida de calidad del agua y contaminación.

13.3

Criterios de seguridad en ingeniería geológica

Es práctica habitual en ingeniería geológica estimar la seguridad frente a las condiciones geológicas y geotécnicas mediante el coeficiente de seguridad, que indica de forma determinista la relación entre las fuerzas estabilizadoras y las desestabilizadoras con respecto a una situación de equilibrio límite ($F = 1,00$). El **coeficiente de seguridad F** puede definirse como el coeficiente por el cual debe reducirse la resistencia al corte del terreno para que un talud, excavación, cimentación, etc., alcance el estado de equilibrio límite (Morgenstern, 1991). El valor elegido para este coeficiente depende del **grado de conocimiento** de los parámetros de resistencia del terreno, presiones hidrostáticas, superficies de rotura potenciales y magnitud de las fuerzas externas que actúan o pueden actuar sobre el terreno (Hoek, 1991). En los Cuadros B, C y D incluidos en la recapitulación de la Parte II (páginas 602 a 604), se indican los distintos «**criterios de aceptabilidad**» para diferentes tipos de estructuras.

Cuando puedan tener lugar procesos geológicos cuyas consecuencias supongan daños potenciales, estos procesos deben considerarse en los cálculos de estabilidad y seguridad de las instalaciones. Una vez identificado el proceso (terremoto, inundación, desli-

zamiento, etc.) y definido su grado de severidad (según parámetros como la aceleración sísmica, altura de agua, velocidad y alcance del proceso, etc.), estos parámetros se incorporan al cálculo del coeficiente de seguridad.

Para considerar la influencia de ciertos riesgos geológicos, como las avenidas y los terremotos, se utilizan los **periodos de retorno**; obviamente, a procesos de mayor intensidad corresponden periodos de retorno más altos.

Existen normativas o instrucciones que especifican los coeficientes de seguridad, periodos de retorno y otros criterios de seguridad, o de aceptabilidad, a adoptar según el tipo de estructura. Sin embargo, en ocasiones estos criterios se dejan a juicio del proyectista o responsable del estudio, en cuyo caso se recomienda seguir los siguientes criterios:

■ **1. FRENTE AL FALLO GEOTÉCNICO**

- Obras a corto plazo sin estructuras implicadas (excavaciones a cielo abierto, taludes temporales, etc. que no forman parte del apoyo de cimentaciones o estructuras): $1,2 \leq F < 1,5$.

- Obras a largo plazo sin estructuras implicadas: $F \geq 1,5$.
- Cimentaciones y excavaciones con estructuras implicadas: $1,5 \leq F \leq 3,0$.
- En cualquier caso considérense los criterios de aceptabilidad dados en los Cuadros B, C y D citados.

■ 2. FRENTE A RIESGOS GEOLÓGICOS

En primer lugar debe tenerse en cuenta la incidencia de los posibles riesgos que puedan afectar a la seguridad de las estructuras. Para ello se estima el grado de severidad o intensidad del proceso para los siguientes periodos de retorno T :

- Edificaciones y estructuras menores: $100 \leq T \leq 500$ años.



Recuadro 13.2

Ejemplo de análisis de la seguridad geológica

En la fotografía adjunta se observa un edificio de once plantas apoyado sobre un aluvial formado principalmente por arenas y gravas, con un talud subvertical a cuyo pie se aprecia la presencia de agua. Una falla corta al aluvial. La zona es de alta sismicidad, habiéndose estimado un periodo de retorno de 150 años para un terremoto de magnitud $M = 7$. Analizar la seguridad geológica.

1. Seguridad frente al fallo geotécnico

El edificio se ha cimentado mediante zapatas arriostradas para un coeficiente de seguridad de 2,0, en función de la capacidad portante y la carga



Foto tomada de W. Hays.

del edificio. Se ha tenido en cuenta el efecto de la proximidad al talud, descartándose la posibilidad de rotura del mismo (estos aspectos se tratan en los Capítulos 8 y 9).

2. Peligrosidad sísmica

La probabilidad de que se exceda un terremoto de magnitud 7 durante el periodo de vida del edificio es del 28 %, por lo que es necesario diseñar la estructura para resistir las acciones sísmicas de dicho sismo, considerando los factores de amplificación del terreno (ver Apartado 15.4 del Capítulo 15).

3. Susceptibilidad frente a la licuefacción

Dado el tipo de terreno se descarta este proceso (ver Apartado 15.6 del Capítulo 15).

4. Susceptibilidad frente a deslizamientos inducidos por terremotos

La distancia del edificio al borde del talud y la resistencia del terreno desestiman esta posibilidad (ver Apartado 15.6 del Capítulo 15).

5. Susceptibilidad frente al fallamiento superficial

La presencia de una falla activa y la sismicidad regional hacen suponer que puede producirse la rotura del terreno a favor de la falla existente, con una probabilidad equivalente a la del terremoto considerado, por lo que el emplazamiento no resulta aceptable bajo este criterio.

Conclusiones

- La seguridad frente al fallo geotécnico del terreno, licuefacción y deslizamiento, evaluada de forma determinista, resulta aceptable.
- La peligrosidad sísmica, evaluada en base a criterios probabilistas, hace necesario el diseño sismo-resistente acorde con las acciones sísmicas previstas.
- La peligrosidad frente a la rotura del terreno por la presencia de la falla determina que el emplazamiento sea inadecuado.

- Estructuras importantes, presas, puentes, edificios singulares, etc.: $T = 1.000$ años.
- Instalaciones de alta seguridad:
 $1.000 \leq T \leq 10.000$ años, o el equivalente al máximo grado de intensidad registrado.

Identificado el proceso geológico que da lugar a un riesgo potencial, con una intensidad y periodo de retorno determinado, se calcula la **probabilidad**, p , de que se exceda dicho riesgo durante el periodo de vida útil de la estructura, adoptándose el siguiente criterio:

- Estructuras importantes: $p \leq 10\%$.
- Estructuras de alta seguridad: $p \leq 5\%$.

En este análisis quedarían excluidos determinados fenómenos geológicos excepcionales o extremos (por ejemplo grandes tsunamis o deslizamientos a escala geológica, máximo terremoto potencial de acuerdo con datos geológicos, etc.), cuya probabilidad sea muy remota.

En el Apartado 15.1 del Capítulo 15 se analizan estos criterios en relación con el riesgo sísmico.

En el Recuadro 13.2 se presenta un ejemplo de análisis de seguridad geológica.

13.4

Prevención y mitigación de los riesgos

La **prevención** de los riesgos geológicos consiste en prever o conocer con anticipación la ocurrencia de un fenómeno, en tiempo y lugar (o al menos en lugar), con el fin de:

- Evitar el proceso.
- Controlar o «frenar» dicho proceso.
- Avisar, prepararse o protegerse de él.

El tipo de actuación dependerá de las características del proceso, de su velocidad y magnitud.

La prevención se basa en el conocimiento de las características y leyes de los procesos, en el análisis de datos pasados, observaciones científicas (investigaciones detalladas de los mismos) y en la monitorización y detección de anomalías y cambios en parámetros físicos y fenómenos precursoros.

El término **predicción**, esto es, el anuncio de lo que va a ocurrir, a veces se emplea con el mismo significado anterior, aunque no es equivalente.

Fenómenos como los huracanes y las inundaciones pueden prevenirse a corto plazo en cuanto a intensidad y lugar; las erupciones volcánicas suelen venir precedidas de fenómenos precursoros a medio y corto plazo; en los terremotos se trata de establecer predicciones a largo plazo en términos de probabilidad, por ejemplo de que ocurra un sismo de intensidad mayor de VII en 30 años en una zona.

Es posible conocer las zonas o lugares donde actúan y actuarán los procesos geológicos, por ejemplo las zonas sísmicas o volcánicas o las zonas susceptibles a los deslizamientos. Sin embargo, como se ha expuesto anteriormente, algunos procesos no se pueden prevenir en el tiempo, evitar ni controlar (terremotos, grandes deslizamientos), por lo que, en caso

de constituir un riesgo, sólo se puede actuar protegiéndose de él y mitigando sus efectos.

La **mitigación** consiste en moderar o disminuir las pérdidas y daños mediante el control del proceso (en los casos en que sea posible) y/o la protección de los elementos expuestos, reduciendo su vulnerabilidad.

El Cuadro 13.4 recoge las distintas medidas de mitigación de los riesgos y las actuaciones posibles en cada caso, que dependen de las características del proceso (velocidad, magnitud o intensidad, extensión, etc.) y de la posibilidad de prevenirlo. Estas actuaciones reciben también el nombre de **medidas preventivas**, aunque bajo este concepto se incluyen además las acciones encaminadas a evitar los procesos geológicos y sus efectos (no únicamente las medidas de mitigación cuando el riesgo no puede evitarse).

Las más efectivas, y generalmente las de menor coste, son las **medidas no estructurales** que se basan en la ordenación del uso del territorio. Estas actuaciones son especialmente efectivas en zonas de nuevo o reciente desarrollo, donde no existen condicionantes previos al uso del terreno; por otro lado, cuentan con las siguientes limitaciones:

- Es necesario el conocimiento de los procesos potenciales que pueden afectar a un área y de su peligrosidad.
- Es difícil, cuando no imposible, la aplicación de medidas en áreas desarrolladas previamente.
- Los elevados costes de la preparación de inventarios detallados y mapas sobre los diferentes factores incluidos en la ordenación del territorio.
- Intereses políticos o económicos opuestos o reacios a la adopción de medidas restrictivas.

Prevención y mitigación de los riesgos geológicos

Procesos	Prevención y predicción	Mitigación de los riesgos	Actuaciones para mitigación	
			Estructurales	No estructurales
Deslizamientos y desprendimientos	Espacial y temporal (1)	Control del proceso (2) Protección Evacuación	Medidas de corrección, estabilización y obras de protección	Prohibición o restricciones de ocupación de zonas de elevada peligrosidad
Hundimientos y subsidencias	Espacial y temporal (1)	Control del proceso (2) Protección Evacuación	Medidas de consolidación y relleno	Planificación y ordenación del territorio
Terremotos y tsunamis	Espacial	Protección Evacuación (3)	Diseños sismorresistentes	Normativas y recomendaciones
Erupciones volcánicas	Espacial y temporal a corto plazo	Evacuación Protección	Desvío y contención de coladas y flujos	Sistemas de alarma y aviso
Inundaciones y avenidas	Espacial y temporal	Control del proceso (2) Protección Evacuación	Obras de desvío, contención y regulación. Diseño de obras y drenajes	Planes de emergencia Divulgación y educación ciudadana

- (1) Prevención temporal siempre que se conozca la recurrencia de los factores desencadenantes.
- (2) Únicamente cuando los procesos tienen magnitud o escala «geotécnica».
- (3) En casos de tsunamis, siempre que haya tiempo suficiente, o de crisis sísmicas continuadas.

Existen zonas que potencialmente pueden ser afectadas por un proceso de gran intensidad o magnitud que **no deberían ser ocupadas en ningún caso** (por ejemplo fallas activas, ramblas o cauces secos, zonas de acantilados, etc.). Para identificar estas zonas, o las que pueden ocuparse con restricciones o condiciones, es necesario realizar **mapas de susceptibilidad y/o peligrosidad** (ver Apartado 13.5), donde se divide el territorio según su grado de peligro potencial. Son asimismo necesarios los estudios geológicos previos a la utilización del territorio o la construcción de infraestructuras.

Las cartografías también permiten estimar las **medidas estructurales** para protección de personas y bienes y para mitigación de los daños (Cuadro 13.4), necesarias en caso de ocupación o uso de zonas peligro-

sas con probabilidad de que ocurran movimientos del terreno. Entre estas medidas se encuentran las obras o actuaciones para controlar los procesos (drenajes o muros para estabilizar deslizamientos, obras hidráulicas para evitar inundaciones, etc.) y el diseño adecuado de obras de ingeniería para evitar los daños (edificios y estructuras sismorresistentes, presas, puentes y obras de drenaje adecuadas a los caudales máximos previsibles, etc.). En los Capítulos 14 y 15 se tratan estos aspectos en lo referente a los deslizamientos y terremotos, respectivamente.

Otros aspectos importantes en la prevención y mitigación de los riesgos son la labor de **información y concienciación de la sociedad y la habilitación de medidas administrativas y legislativas, incluyendo la vigilancia del cumplimiento de dichas medidas.**

13.5

Mapas de peligrosidad y de riesgo

Los mapas constituyen el método más efectivo de presentar la información referente a la peligrosidad y riesgo de una zona o región, y deben ser usados por

planificadores, arquitectos, ingenieros, científicos o técnicos encargados de las labores de emergencia. Los trabajos de cartografía tienen por finalidad dividir

Tipos de mapas de peligrosidad y su contenido

Tipo de mapa	Contenido	Metodología
Inventario	Localización y distribución espacial de los procesos actuales y pasados y/o de las zonas afectadas. Características de los procesos (tipo, magnitud, velocidad, intensidad, etc.).	Recopilación de datos (documentos, mapas, foto aérea, campo). Estudio de la tipología y características de los procesos.
Susceptibilidad	Zonas con diferente grado de susceptibilidad frente a la ocurrencia de un tipo de proceso.	Análisis del proceso. Análisis de los factores condicionantes. Superposición de factores.
Peligrosidad	Zonas con diferente grado de peligrosidad.	Análisis de los factores desencadenantes. Predicción espacial y temporal de la ocurrencia de los procesos.
Vulnerabilidad	Localización espacial de los elementos o zonas con diferente grado de vulnerabilidad.	Identificación de los elementos expuestos. Evaluación de su vulnerabilidad.
Riesgo	Zonificación del territorio en base al riesgo o grado de riesgo.	Evaluación de pérdidas debidas a un proceso determinado.
Multiriesgo	Zonificación en base al riesgo o grado de riesgo.	Evaluación global de pérdidas causadas por diferentes procesos.

el territorio en zonas o unidades con diferente grado de peligro o riesgo potencial.

En el Cuadro 13.5 se describen los diferentes tipos de mapas. Cada uno de ellos se obtiene a partir de la información contenida en los anteriores y del conocimiento y análisis de nuevos datos, de tal forma que para preparar mapas de riesgo son necesarios los de peligrosidad, y para éstos son necesarios los de susceptibilidad (ver Figura 13.4).

Los **mapas inventario** incluyen la localización espacial de los procesos y/o de las zonas afectadas, así como las características de los mismos. Por ejemplo, con respecto a los terremotos, un mapa de este tipo incluirá los epicentros de terremotos ocurridos y su magnitud, o las isosistas de terremotos; si se trata de movimientos de laderas, se representan de forma puntual o zonal los procesos actuales y antiguos y las áreas afectadas y, dependiendo del detalle, puede indicarse el tipo de movimiento, la edad, el grado de actividad, etc. Es básico que los mapas de procesos geodinámicos externos contengan información topográfica y geomorfológica.

La **susceptibilidad** puede definirse como la posibilidad de que una zona quede afectada por un determinado proceso, expresada en diversos grados cualitativos y relativos. Depende de los factores que controlan o condicionan la ocurrencia de los procesos, que pueden ser intrínsecos a los propios materiales geológicos o externos.

Los **mapas de susceptibilidad** pueden realizarse en base a:

- Mapas inventario: las áreas que sufren o han sufrido procesos pueden volver a sufrirlos.
- Mapas de factores: las áreas en que confluyen determinados factores que condicionan los procesos en una determinada zona o región, aunque éstos no se hayan presentado hasta la actualidad, pueden ser afectadas en un futuro.

En este último caso, la metodología se basa en la preparación de mapas temáticos de los factores condicionantes y en la superposición de los mismos, estableciéndose el grado de susceptibilidad en función del peso asignado a cada uno de los factores. Estos mapas se suelen preparar con técnicas SIG (sistemas de información geográfica), que permiten el análisis automático de los datos y el establecimiento de bases de datos asociadas (Figura 13.3).

Los mapas inventario se realizan a escalas regionales o pequeñas (1:100.000 y menores), aunque para determinados tipos de procesos, como los deslizamientos, subsidencias o hundimientos, se realizan mapas inventario a escalas mayores que recogen los rasgos y características de los movimientos; los de susceptibilidad suelen realizarse a escalas medias (1:25.000 a 1:100.000), dependiendo del tipo de proceso, número de factores que lo condicionan y su complejidad, datos disponibles, etc.

La metodología general a seguir para realizar los **mapas de riesgo** es (Figura 13.4):

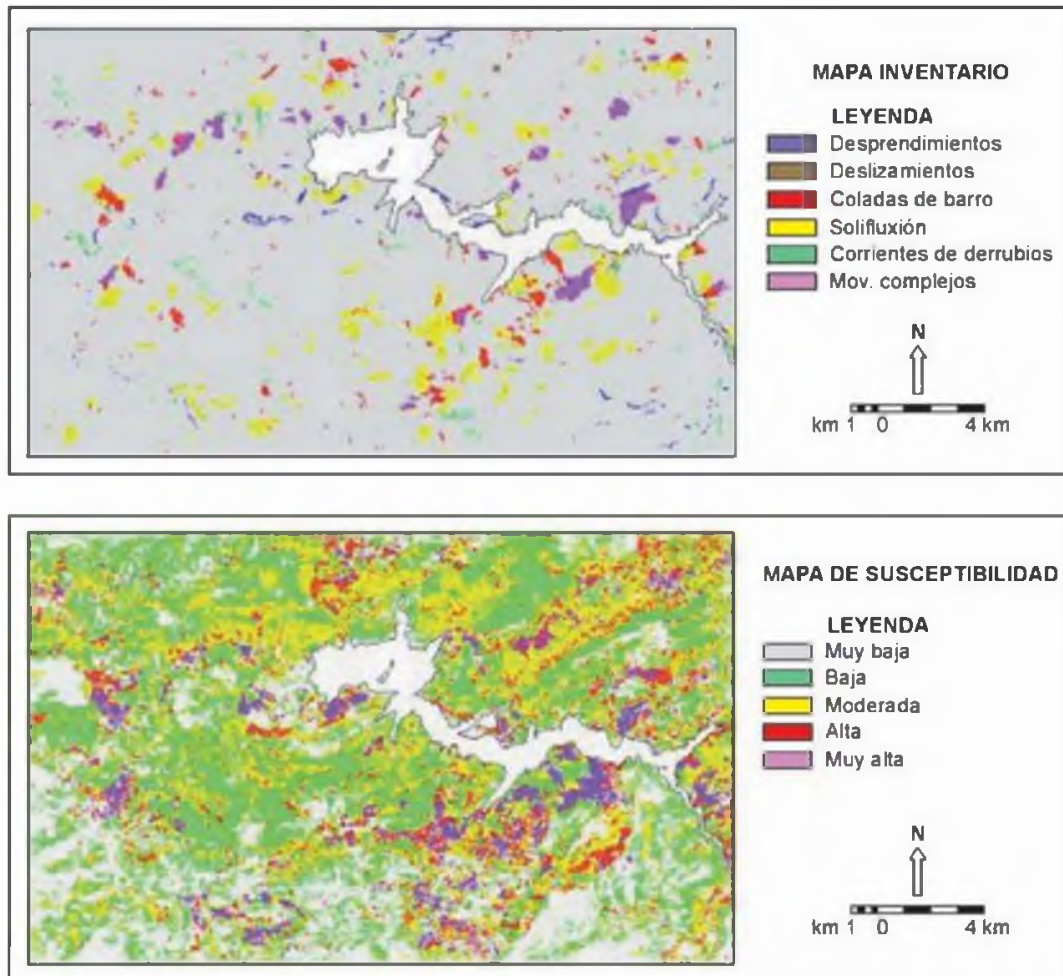


Figura 13.3 Ejemplo de mapas inventario y de susceptibilidad por movimientos de ladera en la zona de Rute-Iznájar (Córdoba-Granada). (Chacón e Irigaray, 1999).

- Estimación de la peligrosidad del proceso geológico considerado, para una intensidad o magnitud y un periodo de tiempo (o periodo de retorno) seleccionado; para ello debe realizarse la predicción espacial y temporal de la ocurrencia de los procesos.
- Identificación y valoración de los elementos sociales, estructurales y económicos (y ambientales y culturales en su caso) que pueden ser afectados.
- Evaluación de la vulnerabilidad social, estructural y económica (y ambiental y cultural en su caso) de los elementos expuestos.
- Estimación del riesgo a partir de la peligrosidad y de la vulnerabilidad y coste o valor de los elementos, conjuntos de elementos o zonas consideradas.

Además de los elementos sociales y estructurales y de las actividades económicas, pueden considerarse los

elementos culturales, como monumentos y edificios históricos, y los ambientales, como parques o zonas protegidas. En ambos casos la estimación del valor o «coste» de los mismos es una tarea compleja y difícil.

La representación de los datos obtenidos en las fases descritas puede realizarse en mapas diferentes (de peligrosidad, vulnerabilidad y riesgo) o en un mapa integrado que refleje todos los aspectos. Los mapas de peligrosidad se realizan generalmente a escalas medias (1:25.000), y los de riesgo a escala más detallada.

En los Capítulos 14 y 15 se incluyen algunos ejemplos de cartografías de susceptibilidad y peligrosidad. El grado de detalle y la información contenida en el mapa y en la leyenda dependen de los datos disponibles, nivel del análisis y de la escala del mapa.

Ante las dificultades para realizar las predicciones temporales para la estimación de la peligrosidad, y definir las probabilidades, la peligrosidad suele expresarse con frecuencia de forma cualitativa (peligrosidad alta, media y baja), o únicamente referida a la lo-

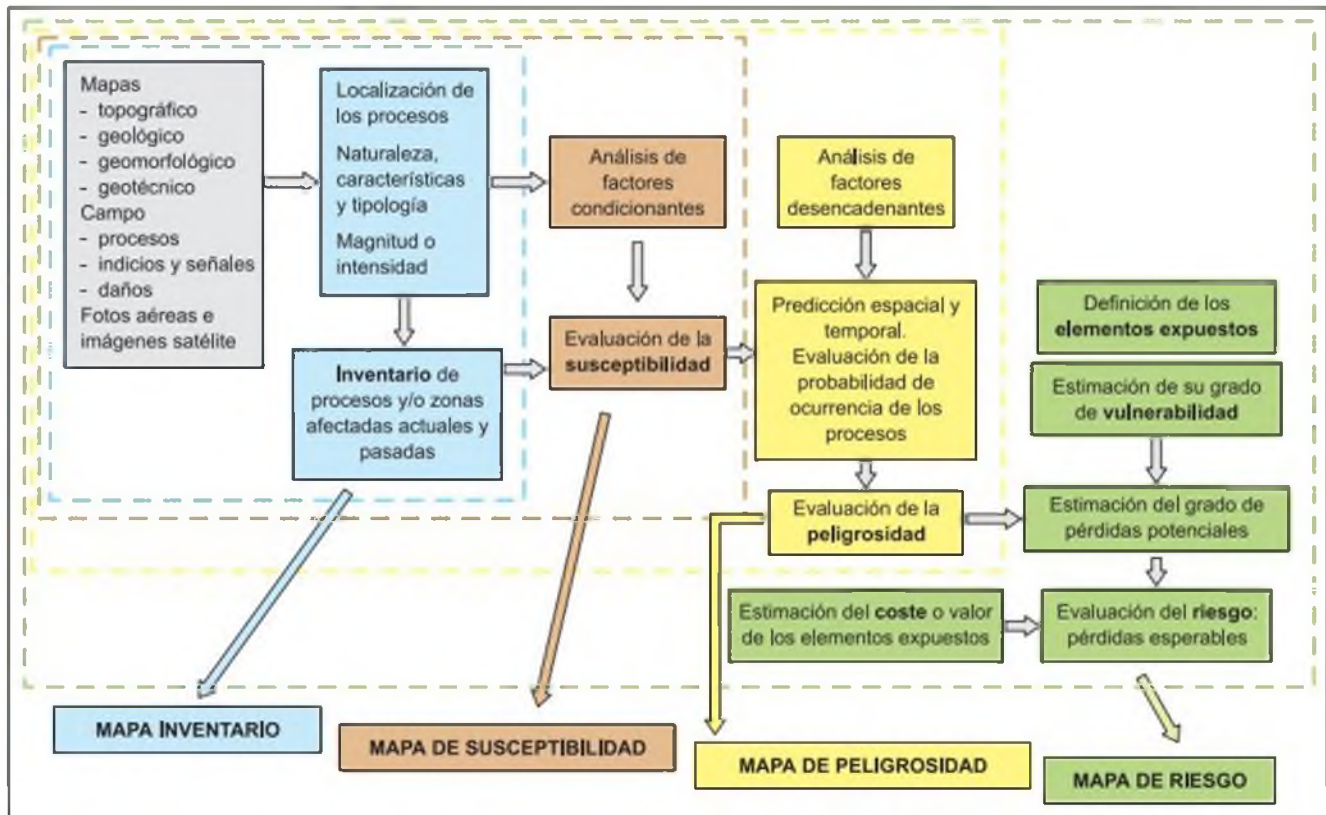


Figura 13.4 Esquema de la metodología para realización de los mapas de susceptibilidad, peligrosidad y riesgo (modificado de Ferrer, 1991).

calización espacial de los procesos, por lo que muchos de los mapas denominados de peligrosidad, e in-

cluso de riesgo, son en realidad mapas de susceptibilidad del territorio.

Bibliografía recomendada

- IGME (1987). Impacto económico y social de los riesgos geológicos en España. Madrid.
- Murck, B. W., Skinner, B. J. y Porter, S. C. (1996). Environmental geology. John Wiley and Sons.
- Smith, K. (2001). Environmental hazards. Assessing risk and reducing disaster. 3rd Ed. Routledge, London.
- Suárez, L. y Regueiro, M. Eds. (1997). Varios autores. Guía ciudadana de los riesgos geológicos. The American Institute of Professional Geologists. Versión española. Ilustre Colegio Oficial de Geólogos de España.

Referencias bibliográficas

- Barbat, A. H. (1998). El riesgo sísmico en el diseño de edificios. Cuadernos Técnicos, 3. Calidad Siderúrgica, Madrid.
- Cardona, O. D. y Barbat, A. H. (2000). El riesgo sísmico y su prevención. Cuadernos Técnicos, 5. Calidad Siderúrgica, Madrid.
- Chacón, J. e Irigaray, C. (1999). Prevención espacial de movimientos de ladera y riesgos asociados mediante SIG. En: Los sistemas de información geográfica en los riesgos naturales y en el medio ambiente. Ed. L. Laín. IGME.

- Ferrer, M. (1991). Mapas de peligrosidad de movimientos de ladera. I Bienal Española de Ingeniería Geológica y Minera. Tomo 1, IGME.
- Hoek, E. (1991). When is a design in rock engineering acceptable?. 7th Int. Conf. Rock Mechanics. ISRM. Aachen, Alemania, tomo 3, pp. 1485-1497.
- Morgenstern, N. R. (1991). Limitations of stability analysis in geotechnical practice. Geotecnia, 61, pp. 5-19.
- Murck, B. W., Skinner, B. J. y Porter, S. C. (1996). Environmental geology. John Wiley and Sons.
- Smith, K. (2001). Environmental hazards. Assessing risk and reducing disaster. 3rd Ed. Routledge, London.
- Varnes, D. J. (1984). Landslide hazard zonation: a review of principles and practice. UNESCO.

The background of the slide is a photograph of a steep, rocky hillside. A dirt road winds up the slope, and a white truck is visible on it. The terrain is rugged and appears to be a site of geological study or a landslide area. The sky is clear and blue.

CAPÍTULO 14

DESLIZAMIENTOS Y OTROS MOVIMIENTOS DEL TERRENO

CONTENIDO

1. Introducción
2. Movimientos de ladera
3. Investigación de deslizamientos
4. Medidas de corrección
5. Hundimientos y subsidencias
6. Prevención de riesgos por movimientos del terreno

14.1

Introducción

Los procesos geodinámicos que afectan a la superficie terrestre dan lugar a **movimientos del terreno** de diversas características, magnitud y velocidad. Los más frecuentes y extendidos son los **movimientos de ladera**, que engloban, en general, a los procesos gravitacionales que tienen lugar en las laderas. Otro tipo, aunque menos extendido por estar asociado a determinados materiales y circunstancias, son los **hundimientos**. Ambos procesos se describen en este capítulo.

La acción de la gravedad, el debilitamiento progresivo de los materiales, debido principalmente a la meteorización, y la actuación de otros fenómenos naturales y ambientales, hacen que los movimientos del terreno sean relativamente habituales en el medio geológico.

Estos procesos llegan a constituir **riesgos geológicos** potenciales, ya que pueden causar daños económicos y sociales al afectar a las actividades y construcciones humanas. Evitar estos efectos nocivos es el objetivo final de la investigación de los movimientos del terreno, de sus características, tipos y mecanismos de inestabilidad, de los factores que los controlan y de sus causas. Para abordar su estudio es necesario conocer los materiales rocosos y los suelos, sus caracterís-

ticas y propiedades geológicas, geomecánicas e hidrogeológicas, y su comportamiento, así como los factores que condicionan y desencadenan los movimientos. El estudio suele estar enfocado hacia alguna de las siguientes aplicaciones:

- Investigación de procesos particulares para el diseño de medidas correctoras o estabilizadoras para mitigación o reducción de los daños.
- Análisis de las causas y de los factores que controlan y desencadenan los procesos en una zona, con vistas a la prevención de los movimientos.
- Realización de cartografías de zonas inestables o potencialmente inestables, para aplicaciones preventivas.

El papel de la ingeniería geológica en la prevención de los riesgos por deslizamientos y hundimientos es más efectivo cuando los procesos se producen a escala geotécnica, es decir, con dimensiones que permitan abordar su control. Los grandes movimientos a escala geológica son, por lo general, imposibles de controlar, y en estos casos las únicas medidas posibles son la prevención y las restricciones de uso del territorio.

14.2

Movimientos de ladera

Los procesos geológicos y climáticos que afectan a la superficie terrestre crean el relieve y definen la morfología de las laderas, que va modificándose a lo largo del tiempo para adaptarse a nuevas condiciones geológicas o climáticas. Por lo general, las laderas adoptan pendientes naturales cercanas al equilibrio; ante el cambio de condiciones, su morfología se modifica buscando de nuevo el equilibrio. En este contexto, los movimientos de ladera pueden entenderse como los reajustes del terreno para conseguir el equilibrio ante un cambio de condiciones.

Entre las áreas más propensas a la inestabilidad, bajo un punto de vista global, están las zonas montañosas y escarpadas, zonas de relieve con procesos erosivos y de meteorización intensos, laderas de valles fluviales, acantilados costeros, zonas con materiales blandos y sueltos, con macizos rocosos arcillosos, esquistosos y alterables, zonas sísmicas, zonas de precipitación elevada, etc.

El estudio de los movimientos de ladera, con frecuencia englobados bajo el término general de **deslizamientos**, tiene muchos campos comunes con los es-

tudios de estabilidad de taludes (tratados en el Capítulo 9): los factores geomecánicos que controlan los procesos de rotura e inestabilidad, los mecanismos de rotura, métodos de análisis y modelización, métodos de corrección, estabilización e instrumentación.

Los estudios de taludes se enfocan al diseño de excavaciones estables y a la corrección o estabilización de las roturas, que suelen ser superficiales y afectar a volúmenes relativamente pequeños (aunque en grandes excavaciones mineras pueden producirse movimientos de gran magnitud). Los deslizamientos en laderas naturales pueden ser profundos y movilizar millones de metros cúbicos de material; los mecanismos de rotura, además, suelen ser complejos, estando condicionados por factores o procesos a escala geológica (fallas, procesos tectónicos, procesos geomorfológicos, litorales, flujos de agua subterránea, etc.).

Las inestabilidades en las laderas, al igual que en los taludes excavados, se deben al desequilibrio entre las fuerzas internas y externas que actúan sobre el terreno, de tal forma que las fuerzas desestabilizadoras superan a las fuerzas estabilizadoras o resistentes. Este desequilibrio puede ser debido a una modificación de las fuerzas existentes o a la aplicación de nuevas fuerzas externas estáticas o dinámicas.

Aunque, como se ha mencionado, las inestabilidades naturales con frecuencia son procesos complejos, los mecanismos y modelos de rotura del terreno son similares a los de los taludes excavados, descritos en el Apartado 4 del Capítulo 9, pudiendo agruparse en roturas a favor de superficies curvas o planas, tipo cuña o bloque, etc., según los materiales sean suelos o macizos rocosos.

Los movimientos de ladera, por su gran extensión y frecuencia, constituyen un riesgo geológico muy im-

portante, que afecta a edificaciones, vías de comunicación, conducciones de abastecimiento, cauces y embalses, etc. y, ocasionalmente, a poblaciones. Los movimientos de gran magnitud (decenas o cientos de millones de metros cúbicos) son muy poco frecuentes, aunque en la superficie terrestre hay signos que denotan su ocurrencia en el pasado, posiblemente asociada a épocas climáticas húmedas y lluviosas o a actividad tectónica y sísmica.

Por otro lado, los deslizamientos son quizá los procesos naturales más previsibles y más sensibles a las medidas de corrección y mitigación para la prevención de los daños que conllevan. Incluso las predicciones de su ocurrencia se pueden llevar a cabo en los casos en que los movimientos estén asociados a factores conocidos, por ejemplo a lluvias intensas.

Los movimientos de ladera engloban diferentes tipos de procesos, como los deslizamientos, desprendimientos, flujos y coladas de barro o derrubios, reptaciones, avalanchas rocosas, etc. Los diferentes tipos se describen a continuación.

Tipos de movimiento

Las clasificaciones de los movimientos de ladera suelen referirse a los tipos de materiales involucrados, distinguiendo generalmente entre materiales rocosos, derrubios y suelos, y al mecanismo y tipo de la rotura, considerando también otros aspectos, como el contenido en agua del terreno y la velocidad y magnitud del movimiento. Algunas de las clasificaciones más extendidas (Varnes, 1984; Hutchinson, 1988; EPOCH, 1993; Dikau et al, 1996), con diversos criterios y fines, son de gran utilidad para abordar el estudio de los movimientos de laderas y el conocimiento del comportamiento de los materiales que sufren estos procesos. También han sido establecidas clasificaciones específicas para algunos materiales, como las arcillas, o para algunos tipos de movimiento, como los flujos. En la Figura 14.2 se recoge una clasificación simplificada de los diferentes tipos de movimientos de ladera, en función de los mecanismos de rotura y del tipo de material.

Deslizamientos

Los deslizamientos son movimientos de masas de suelo o roca que deslizan, moviéndose relativamente respecto al sustrato, sobre una o varias superficies de rotura netas al superarse la resistencia al corte de estas superficies; la masa generalmente se desplaza en



Figura 14.1 Los deslizamientos en las laderas del canal de Panamá retrasaron los trabajos durante años.
















Tipos de movimientos de ladera		
Deslizamientos rotacionales	 Suelos	 Rocas
Deslizamientos traslacionales	 Suelos	 Rocas
Flujos	 Suelos	 Derrubios
		 Bloques rocosos
Desprendimientos		
Vuelcos	 Rocas	 Suelos
Avalanchas	 Rocas	 Derrubios
Desplazamientos laterales	 Suelos	 Bloques rocosos

Figura 14.2 Clasificación general de los movimientos de ladera.

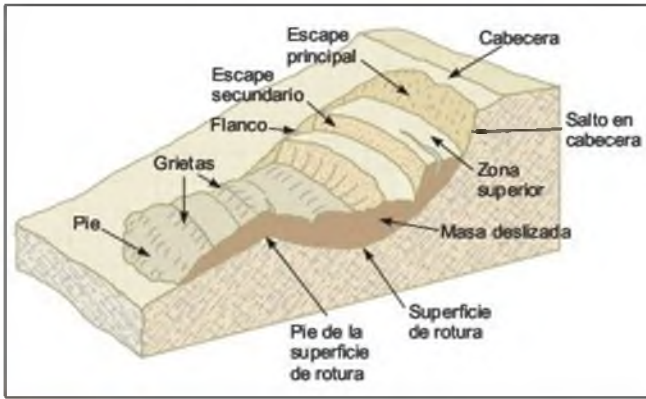


Figura 14.3 Esquema de un deslizamiento rotacional y partes del mismo (modificado de Varnes, 1988).

conjunto, comportándose como una unidad en su recorrido; la velocidad puede ser muy variable, pero suelen ser procesos rápidos y alcanzar grandes volúmenes (hasta varios millones de metros cúbicos). En ocasiones, cuando el material deslizado no alcanza el



Figura 14.4 Vista de la parte superior de un deslizamiento rotacional en arcillas; obsérvese la grieta de tracción y la inclinación del terreno en sentido contrario a la ladera, con formación de charcos; Warden Point Cliff, Inglaterra (foto L. González de Vallejo).

equilibrio al pie de la ladera (por su pérdida de resistencia, contenido en agua o por la pendiente existente), la masa puede seguir en movimiento a lo largo de cientos de metros y alcanzar velocidades muy elevadas, dando lugar a un **flujo**; los deslizamientos también pueden ocasionar **avalanchas rocosas**.

Pueden producirse deslizamientos en derrubios (por ejemplo en los coluviones de las laderas, a favor del contacto con el sustrato, o en laderas rocosas muy alteradas y fracturadas, a favor del contacto con la roca sana), que generalmente dan lugar a flujos de derrubios, ya que suelen ocurrir en condiciones de saturación del material. El término **derrubio** se refiere a un material suelto, sin consolidar, con una proporción significativa de material grueso (Varnes, 1988).

Los **deslizamientos rotacionales** (Figura 14.3) son más frecuentes en suelos cohesivos «homogéneos». La rotura, superficial o profunda, tiene lugar a favor de superficies curvas o en «forma de cuchara». Una vez iniciada la inestabilidad, la masa empieza a rotar, pudiendo dividirse en varios bloques que deslizan entre sí y dan lugar a «escalones» con la superficie basculada hacia la ladera y a grietas de tracción estriadas. Sus dimensiones más frecuentes varían entre varias decenas y centenares de metros, tanto en longitud como en anchura, y pueden ser superficiales o profundos (el límite puede establecerse en torno a los 10 m). La parte inferior de la masa deslizada se acumula al pie de la ladera formando un depósito tipo lóbulo con grietas de tracción transversales (Figura 14.3). Dependiendo del tipo de suelos y del contenido en agua, se pueden generar flujos.

La Figura 14.5 presenta diferentes modelos de deslizamientos curvos o rotacionales; los de **tipo sucesivo** se dan en arcillas duras fisuradas con pendientes cercanas a su ángulo de equilibrio y en arcillas blandas muy sensitivas, donde el primer deslizamiento da lugar a una acumulación de arcilla remodelada que fluye y deja sin sustento al material superior de la ladera, provocándose sucesivas roturas. Son roturas poco profundas pero de gran continuidad lateral.

Los macizos rocosos blandos o con alto grado de fracturación o alteración, donde las discontinuidades

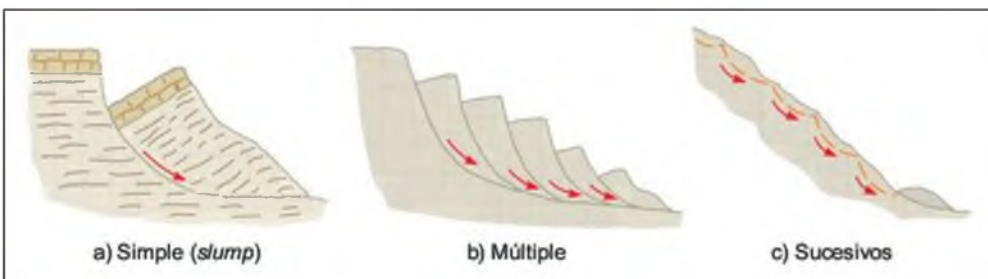


Figura 14.5 Tipos de deslizamientos rotacionales.



Figura 14.6 Superficie de deslizamiento plano sobre un nivel arcilloso de unos pocos milímetros, correspondiente al caso de la Figura 14.17, al NW de Italia; obsérvense las estrias y los bloques rocosos deslizados al fondo.

no constituyen superficies de debilidad preferentes, pueden también sufrir este tipo de rotura.

En los **deslizamientos traslacionales** la rotura tiene lugar a favor de superficies planas de debilidad preexistentes (superficie de estratificación, contacto entre diferentes tipos de materiales, superficie estructural, etc.); en ocasiones, el plano de rotura es una fina capa de material arcilloso entre estratos de mayor competencia (Figura 14.6). No suelen ser muy profundos, aunque sí muy extensos y alcanzar grandes distancias. Pueden darse en suelos y en rocas (Figura 14.7), y las masas que deslizan en ocasiones son bloques rectangulares previamente independizados por discontinuidades o por grietas de tracción (deslizamientos de bloques). Son frecuentes en este tipo de inestabilidades los movimientos a impulsos o en fases diferentes en el tiempo según las condiciones de resistencia de los planos de deslizamiento, que no tienen



Figura 14.7 Frente de un deslizamiento traslacional de grandes bloques rocosos, NW de Italia (foto M. Ferrer).

por qué presentar una pendiente elevada. Generalmente, los deslizamientos traslacionales son más rápidos que los rotacionales, dadas las características cinemáticas del mecanismo de rotura.

Flujos

Los **flujos o coladas** son movimientos de masas de suelo (flujos de barro o tierra), derrubios (coladas de derrubios o *debris flow*) o bloques rocosos (coladas de fragmentos rocosos) con abundante presencia de agua, donde el material está disgregado y se comporta como un «fluido», sufriendo una deformación continua, sin presentar superficies de rotura definidas. El agua es el principal agente desencadenante, por la pérdida de resistencia a que da lugar en materiales poco cohesivos. Principalmente, afectan a suelos arcillosos susceptibles que sufren una considerable pérdida de resistencia al ser movilizados; estos movimientos, poco profundos en relación a su extensión, presentan una morfología tipo glaciar, y pueden tener lugar en laderas de bajas pendientes (incluso menores de 10°).



Figura 14.8 Cabecera (arriba) y pie (abajo) de un flujo de barro desencadenado por precipitaciones intensas en Reinoso de Bureba, Burgos (fotos M. Ferrer).



Figura 14.9 Colada de bloques rocosos (en primer término, de varios metros cúbicos) provenientes de los macizos que aparecen al fondo; Río Gordo, Granada (foto M. Ferrer).

Estos movimientos pueden alcanzar varios kilómetros. Las Figuras 14.8 y 14.9 presentan ejemplos de coladas de barro y de bloques rocosos.

La colada de barro o tierra (*mudflow o earth-flow*) se dan en materiales predominantemente finos y homogéneos, y su velocidad puede alcanzar varios metros por segundo; la pérdida de resistencia suele estar motivada por la saturación en agua. Se clasifican según el tipo de material, características

resistentes y contenido en agua (Figura 14.10). Los flujos de barro generalmente presentan pequeñas magnitudes, pero en ocasiones, sobre todo en condiciones de saturación, pueden ser muy extensos y rápidos, teniendo consecuencias catastróficas en caso de alcanzar zonas pobladas. Los depósitos de materiales finos volcánicos, por sus propiedades físicas y geomecánicas, son especialmente susceptibles a este tipo de procesos.

En los suelos tipo loess y en arenas secas pueden tener lugar flujos inducidos por movimientos sísmicos, provocados generalmente por colapsos debidos a la rotura de los débiles enlaces entre partículas; si estos materiales se encuentran saturados o sumergidos, se crea una masa sin cohesión que puede fluir con velocidades muy elevadas. Estas movilizaciones bruscas por colapso estructural del suelo, debido a sacudidas sísmicas o a rotura del suelo por desecación, se denominan **golpes de arena y limo**, término que hace más bien referencia a la causa del movimiento.

Los **flujos de derrubios** son movimientos complejos que engloban a fragmentos rocosos, bloques, cantos y gravas en una matriz fina de arenas, limos y arcilla. Tienen lugar en laderas cubiertas por material suelto o no consolidado, como es el caso de los depósitos de morrenas glaciares, y especialmente en aquellas donde no existe cobertera vegetal. Según datos recopilados por Corominas y otros (1996), las pendientes del área fuente de los flujos de derrubios varían entre los 20° y los 45°, y en la zona de acumulación entre 5° y 15°, alcanzando los procesos velocidades desde menos de 1 m/s hasta 12-15 m/s.

Los flujos pueden ser consecuencia de deslizamientos, o ser inducidos por desprendimientos. Junto con los deslizamientos son los movimientos de ladera más extendidos, al afectar a muy diversos tipos de materiales.

En algunas clasificaciones, dentro de los flujos se incluyen varios tipos de procesos con características propias, como la **reptación** (Figura 14.11), movimiento superficial (unos decímetros) muy lento, prácticamente imperceptible, que afecta a suelos y materiales alterados, provocando deformaciones continuas que se manifiestan al cabo del tiempo en la inclinación o falta de alineación de árboles, vallas, muros, postes, etc. en las laderas. En ocasiones este movimiento se clasifica como proceso de tipo *creep*, término que hace referencia a una deformación tiempo-dependiente y que, en todo caso, definiría el comportamiento deformacional del material. La **solifluxión** afecta igualmente a la zona más superficial de las laderas, y es un movimiento producido por los procesos hielo-deshielo que, por los cambios de temperatura diarios o estacionales, afecta al agua contenida en los suelos finos en regiones frías.

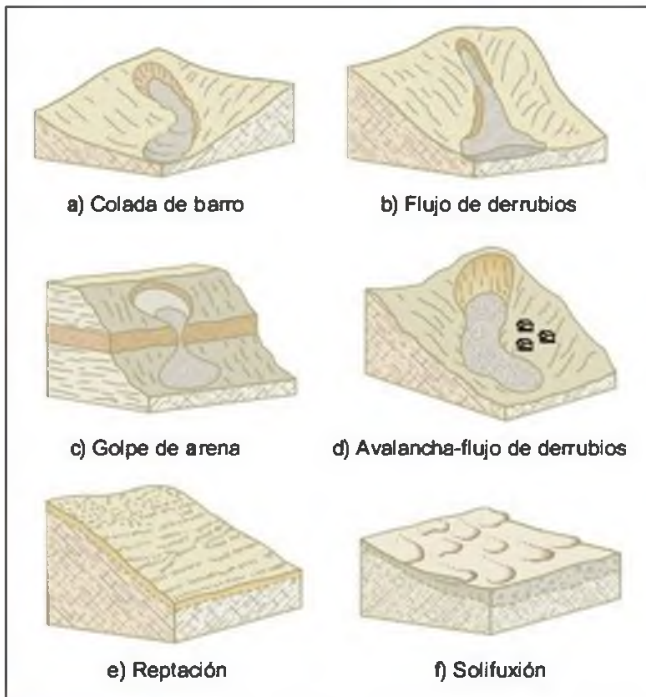


Figura 14.10 Tipos de flujo (modificado de Corominas y García Yagüe, 1997).



Figura 14.11 Reptación de suelos; obsérvese la inclinación de los árboles.

Desprendimientos

Los **desprendimientos** son caídas libres muy rápidas de bloques o masas rocosas independizadas por planos de discontinuidad preexistentes (tectónicos, superficies de estratificación, grietas de tracción, etc.). Son frecuentes en laderas de zonas montañosas escarpadas, en acantilados y, en general, en paredes rocosas, siendo frecuentes las roturas en forma de cuña y en bloques formados por varias familias de discontinuidades. Los factores que los provocan son la erosión y pérdida de apoyo o descalce de los bloques previamente independizados o sueltos, el agua en las discontinuidades y grietas, las sacudidas sísmicas, etc. En la Figura 14.2 se presentan diversos tipos de desprendimientos.

Aunque los bloques desprendidos pueden ser de poco volumen, al ser procesos repentinos suponen un riesgo importante en vías de comunicación y edificaciones en zonas de montaña y al pie de acantilados.

Pueden también darse desprendimientos de masas de suelos en taludes verticales, generalmente a favor de grietas de tracción generadas a causa del estado tensional o de grietas de retracción por desecación del terreno.



Figura 14.12 Los desprendimientos rocosos afectan con frecuencia a poblaciones en zonas montañosas; Libros, Teruel (foto M. Ferrer).

Los **vuelcos** de estratos o de fragmentos de masas rocosas se pueden incluir dentro de los desprendimientos (las características de este tipo de rotura se describen en el Apartado 9.4 del Capítulo de taludes). Se producen cuando los estratos buzan en sentido contrario a la ladera, por estar fracturados en bloques o por rotura de la zona de pie de la ladera. Suelen darse principalmente en frentes rocosos con estratos verticalizados (Figura 14.2).

Avalanchas rocosas

Estos procesos, considerados como desprendimientos o movimientos complejos en algunas clasificaciones, son muy rápidos, con caída de masas de rocas o derrubios que se desprenden de laderas escarpadas y pueden ir acompañadas de hielo y nieve (Figura 14.13). Las ma-



Figura 14.13 Avalancha rocosa en el Puerto de los Alazores, Málaga, ocurrida en la década de los 60 (cortesía de J. J. Durán).



Figura 14.14 Los depósitos caóticos de una gran avalancha de rocas prehistórica procedente de las laderas del volcán Mombacho, en Nicaragua, forman actualmente un gran número de pequeñas islas en un lago a más de 10 km de distancia del volcán (foto M. Ferrer).

sas rocosas se rompen y pulverizan durante la caída, dando lugar a depósitos con una distribución caótica de bloques, con tamaños muy diversos, sin estructura, prácticamente sin abrasión y con gran porosidad.

Las avalanchas son generalmente el resultado de deslizamientos o desprendimientos de gran magnitud que, por lo elevado de la pendiente y la falta de estructura y cohesión de los materiales, descienden a gran velocidad ladera abajo en zonas abruptas, pudiendo superar los 100 km/hora, incluso si las masas están completamente secas, por la disminución de la fricción a que da lugar la presencia de aire entre los materiales y fragmentos rocosos. El agua de precipitación o deshielo, los movimientos sísmicos y las erupciones volcánicas pueden jugar un papel importante en el desencadenamiento de estos procesos.

Las **avalanchas de derrubios** están formadas por material rocoso muy heterométrico, pudiendo incluir grandes bloques y abundantes finos; los depósitos morrénicos constituyen un material propenso para estos procesos, así como las acumulaciones de materiales procedentes de erupciones volcánicas. La diferencia con los flujos de derrubios, además de la presencia de agua (no necesaria en las avalanchas), es la rapidez del proceso y velocidad que alcanza la masa en zonas con pendiente elevada.

Desplazamientos laterales

Este tipo de movimiento (denominado en algunas clasificaciones como «extensión lateral» o *lateral spreading*) hace referencia al movimiento de bloques rocosos o masas de suelo muy coherente y cementado

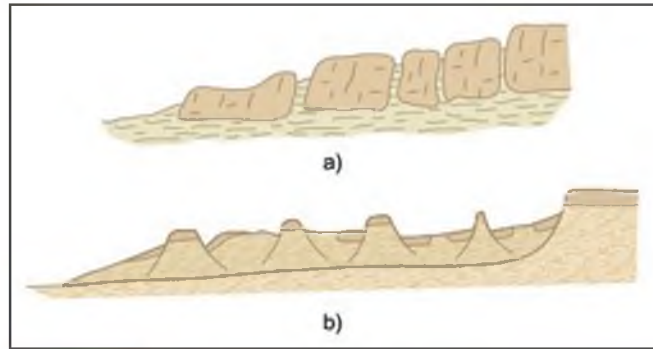


Figura 14.15 Desplazamientos laterales por: a) fluencia y extrusión del material infrayacente, b) licuefacción (Corominas y García Yagüe, 1997).

sobre un material blando y deformable. Los bloques se desplazan muy lentamente a favor de pendientes muy bajas. Los movimientos son debidos a la pérdida de resistencia del material subyacente, que fluye o se deforma bajo el peso de los bloques rígidos. Los desplazamientos laterales también pueden ser provocados por licuefacción del material infrayacente, o por procesos de extrusión lateral de arcillas blandas y húmedas, bajo el peso de las masas superiores (Figura 14.15). Se dan en laderas suaves, y pueden ser muy extensos. Las capas superiores se fragmentan generando grietas, desplazamientos diferenciales, vuelcos, etc., presentando las zonas afectadas un aspecto caótico.

Causas de los movimientos de ladera

Los factores que controlan los movimientos de las laderas son aquellos capaces de modificar las fuerzas internas y externas que actúan sobre el terreno. Estos factores han sido descritos en el Apartado 9.3 del Capítulo de taludes (ver Cuadro 9.1). En el Cuadro 14.1 se indican sus efectos sobre el comportamiento y las propiedades de los materiales; los factores **condicionantes** (o «pasivos») dependen de la propia naturaleza, estructura y forma del terreno, mientras que los **desencadenantes** (o «activos») pueden ser considerados como factores externos que provocan o desencadenan las inestabilidades y son responsables, por lo general, de la magnitud y velocidad de los movimientos.

A efectos de su incidencia en el comportamiento geomecánico de los suelos y rocas, los factores o agentes que controlan los movimientos de laderas pueden agruparse en aquellos que contribuyen a reducir la resistencia al corte y aquellos que incrementan los esfuerzos de corte. En el Cuadro 14.2 se presenta una relación de dichos factores.

Influencia de los diferentes factores en las condiciones de los materiales y de las laderas

	Factores	Influencias y efectos
Condicionantes	Relieve (pendientes, geometría)	Distribución del peso del terreno.
	Litología (composición, textura)	Densidad, resistencia. Comportamiento hidrogeológico.
	Estructura geológica y estado tensional	Resistencia, deformabilidad. Comportamiento discontinuo y anisótropo. Zonas de debilidad.
	Propiedades geomecánicas de los materiales	Comportamiento hidrogeológico. Generación de presiones intersticiales.
	Deforestación	Modificaciones en el balance hídrico. Erosión.
	Meteorización	Cambios físicos y químicos, erosión externa e interna, generación de zonas de debilidad.
Desencadenantes	Precipitaciones y aportes de agua	Variación de las presiones intersticiales y del peso del terreno.
	Cambio en las condiciones hidrológicas	Saturación en suelos. Erosión.
	Aplicación de cargas estáticas o dinámicas	Cambio en la distribución del peso de los materiales y en el estado tensional de la ladera. Incremento de presiones intersticiales.
	Cambios morfológicos y de geometría en las laderas	Variación de las fuerzas debidas al peso. Cambio en el estado tensional.
	Erosión o socavación del pie	Cambios geométricos en la ladera. Cambios en la distribución del peso de los materiales y en el estado tensional de la ladera.
	Acciones climáticas (procesos de deshielo, heladas, sequías)	Cambio en el contenido de agua del terreno. Generación de grietas y planos de debilidad. Disminución de las propiedades resistentes.

En la mayoría de los casos son varias las causas que contribuyen al movimiento de una ladera; aunque con frecuencia se atribuyen a la acción de algún factor desencadenante (lluvias, terremoto, etc.), las inestabilidades no se hubieran producido de no existir una serie de condiciones predeterminadas que favorecen el fenómeno.

Dentro de los **factores condicionantes**, las propiedades físicas y resistentes de los materiales (directamente relacionadas con la litología) y las características morfológicas y geométricas de la ladera son fundamentales para la predisposición a la inestabilidad; otros factores importantes son la estructura geológica y discontinuidades, las condiciones hidrogeológicas y los estados tenso-deformacionales.

Se incluyen a continuación algunos aspectos sobre los factores condicionantes que complementan lo expuesto en el Apartado 9.3 del Capítulo de Taludes.

El **relieve** juega un papel definitivo, ya que es necesaria cierta pendiente para que se produzcan los movimientos gravitacionales. Las regiones montañosas son las zonas más propensas a los movimientos de ladera. No obstante, en ocasiones, y dependiendo de otros factores, es suficiente una pendiente muy baja, de algunos grados, para que tengan lugar determinados tipos de inestabilidades, como los flujos de barro o tierra.

La **estructura geológica, estratigrafía y litología** determinan la potencialidad de movimientos en los diferentes tipos de materiales rocosos y suelos, y la existencia de planos de discontinuidad que pueden actuar como superficies de rotura. Aspectos como la composición, resistencia, deformabilidad, grado de alteración y fracturación, porosidad y permeabilidad determinan la posibilidad del terreno de sufrir roturas y desplazamientos bajo la actuación de determinados

Factores influyentes en el comportamiento geomecánico de los materiales de las laderas

Reducción de la resistencia al corte	Aumento de los esfuerzos de corte
<p>Condiciones iniciales:</p> <ul style="list-style-type: none"> — Composición, textura y estructura. — Fracturas y fallas. — Planos de estratificación y de foliación. — Zonas de brechas. — Rocas masivas sobre materiales plásticos. — Alternancia de materiales con diferente permeabilidad. <p>Cambios en los materiales por meteorización y reacciones físico-químicas:</p> <ul style="list-style-type: none"> — Desintegración física de rocas. — Hidratación de minerales arcillosos. — Desecación de arcillas y de rocas arcillosas. — Disolución y lavado de materiales. — Plastificación de arcillas. <p>Cambios en las fuerzas intergranulares debidas al agua y presiones de agua en poros y fracturas:</p> <ul style="list-style-type: none"> — Precipitaciones. — Deshielo. — Lagos y embalses. — Riego. — Deforestación. <p>Cambios en la estructura:</p> <ul style="list-style-type: none"> — Por fisuración en pizarras y arcillas sobreconsolidadas. — Por relajación de tensiones en laderas rocosas en valles o excavaciones. — Por remodelo de suelos finos (arenas, loess) y arcillas sensitivas. <p>Debilitamiento de la resistencia debida a procesos de <i>creep</i></p> <p>Acción de las raíces de los árboles y arbustos.</p> <p>Excavación de madrigueras de animales.</p>	<p>Actuación de esfuerzos transitorios:</p> <ul style="list-style-type: none"> — Movimientos sísmicos. — Vibraciones por voladuras, maquinaria y tráfico. — Deslizamientos cercanos. <p>Pérdida de confinamiento lateral y en la base de las laderas:</p> <ul style="list-style-type: none"> — Erosión del pie de las laderas por ríos, arroyos, olas, mareas, etc. — Lluvias. — Erosión interna o subterránea. — Disolución y lavado del material. — Labores mineras. — Presencia de materiales plásticos infrayacentes. <p>Cambios en la morfología:</p> <ul style="list-style-type: none"> — Deslizamientos. — Grandes fallas. <p>Sobrecargas naturales:</p> <ul style="list-style-type: none"> — Peso de la lluvia, nieve y agua de acufferos. — Acumulación de derrubios, coluviones o masas deslizadas. — Vegetación. <p>Sobrecargas antrópicas:</p> <ul style="list-style-type: none"> — Rellenos, escombreras y acopio de materiales. — Edificios y otras estructuras. — Cultivos y riego de laderas. <p>Otras acciones antrópicas:</p> <ul style="list-style-type: none"> — Excavaciones. — Retirada de elementos de contención. — Construcción de embases y lagos. <p>Presión lateral:</p> <ul style="list-style-type: none"> — Agua en grietas y cavidades. — Hielo en grietas. — Presencia de materiales expansivos. — Movilización de esfuerzos residuales. <p>Procesos volcánicos.</p>

(Modificado de Varnes, 1988.)

factores desencadenantes. En los macizos rocosos fracturados, con zonas de alteración, etc., estas condiciones son predominantes sobre la litología.

El **comportamiento hidrogeológico** de los materiales está asociado a sus características litológicas y estructurales y al grado de alteración y meteorización, aspectos en íntima relación con las condiciones climáticas de una zona determinada. En regiones lluviosas es frecuente la presencia de importantes espesores de materiales alterados y meteorizados sobre los sustratos rocosos, y de niveles freáticos elevados que influyen decisivamente en las condiciones de estabilidad. El agua juega un doble papel negativo en la resistencia de los materiales:

- Reduce la resistencia al corte por la generación de presiones intersticiales y por la reducción de los parámetros resistentes en determinados tipos de suelos.
- Aumenta los esfuerzos de corte por el incremento del peso del terreno y por la generación de fuerzas desestabilizadoras en grietas y discontinuidades.

Las **propiedades resistentes o geomecánicas** controlan la resistencia al corte de los materiales y su rotura. Los suelos, por su carácter homogéneo e isotropo, presentan menor complejidad en su caracterización, mientras que en los macizos rocosos, que pue-

den tener muy diferente grado de fracturación, serán las propiedades de la matriz, de las discontinuidades o del macizo rocoso en su conjunto, las que determinen la resistencia y el comportamiento.

Con respecto a los **factores desencadenantes** (Cuadro 14.1) los más importantes son las precipitaciones, los cambios en las condiciones hidrogeológicas de las laderas, la modificación de la geometría, la erosión y los terremotos; algunos de ellos, como los cambios de las condiciones de agua y de geometría, frecuentemente son consecuencia de acciones antrópicas.

Precipitaciones y condiciones climáticas

El desencadenamiento de los movimientos de ladera por causas meteorológicas y climáticas está relacionado fundamentalmente con el volumen, intensidad y distribución de las precipitaciones y con el régimen climático. En consecuencia, debe considerarse la respuesta del terreno a precipitaciones intensas durante horas (tormentas) o días, y la respuesta estacional (épocas secas y lluviosas a lo largo del año) o plurianual (ciclos húmedos y de sequía).

El agua en el terreno da lugar a presiones que alteran los estados tensionales, por presiones intersticiales y aumento del peso, a procesos de erosión interna y externa y a cambios mineralógicos, aspectos todos ellos que modifican las propiedades y resistencia de los materiales, sobre todo en los suelos.

La infiltración del agua de lluvia produce flujos subsuperficiales y subterráneos en las laderas, el aumen-

to del contenido en agua de la zona no saturada y la elevación del nivel freático, recargando la zona saturada (Figura 14.16). La cantidad de agua que se infiltra al terreno depende de la intensidad y duración de las lluvias, tamaño de la cuenca de aporte, contenido previo de agua en el terreno (posición del nivel freático y grado de saturación), de su permeabilidad y transmisividad y de la topografía y otras características de la ladera, como la presencia de vegetación. Dependiendo de estos factores, se generan estados de desequilibrio que pueden dar lugar a la inestabilidad de las laderas.

Las **precipitaciones intensas** durante horas o días pueden desencadenar **movimientos superficiales**, como deslizamientos y flujos de barro o derrubios, que afectan a materiales de alteración y a suelos, y desprendimientos de bloques rocosos previamente independizados del macizo, siendo frecuentes también las reactivaciones de antiguos deslizamientos. En 1982, en la región de la bahía de San Francisco, una lluvia intensa de 32 horas de duración desencadenó más de 18.000 deslizamientos superficiales; en noviembre de 1994, en la región del Piamonte, norte de Italia, intensas lluvias de dos días de duración (superando en muchas zonas los 400 mm) provocaron más de 1.000 deslizamientos traslacionales de bloques rocosos, deslizamientos superficiales y flujos catastróficos (Figura 14.17). En Nicaragua, las lluvias del huracán Mitch en 1998 provocaron un gran flujo de derrubios en el volcán Casitas, con un recorrido de varios kilómetros, que sepultó una población y mató a 2.000 personas.

La rápida infiltración del agua de lluvia, saturando el terreno superficial e incrementando las presiones intersticiales, explica la generación de los movimientos. La falta de vegetación en las laderas, la presencia de materiales sueltos y la existencia previa de inestabilidades juegan un papel fundamental por la mayor capacidad de infiltración y movilización de los materiales.

Para más detalles sobre el efecto del agua de lluvia en el terreno y su relación con el desencadenamiento de movimientos de ladera se remite a Gostelow (1991).

Numerosos autores han establecido umbrales de intensidad y duración de la lluvia para el desencadenamiento de movimientos de laderas en diferentes lugares. El Cuadro 14.3 recoge algunos de ellos. El principal inconveniente para su aplicación como medida preventiva es que no son extrapolables a otras zonas o lugares fuera de donde han sido establecidos, al influir en las inestabilidades factores muy diversos.

Los **periodos lluviosos** prolongados (semanas o meses) suelen dar lugar a un incremento importante de los fenómenos de inestabilidad en zonas susceptibles. Las lluvias del periodo 1995-96 en Andalucía provocaron

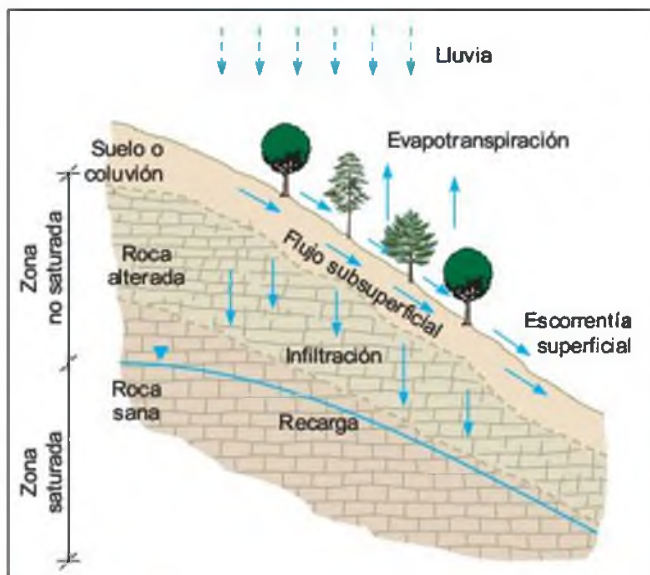


Figura 14.16 Esquema de circulación del agua en una ladera.

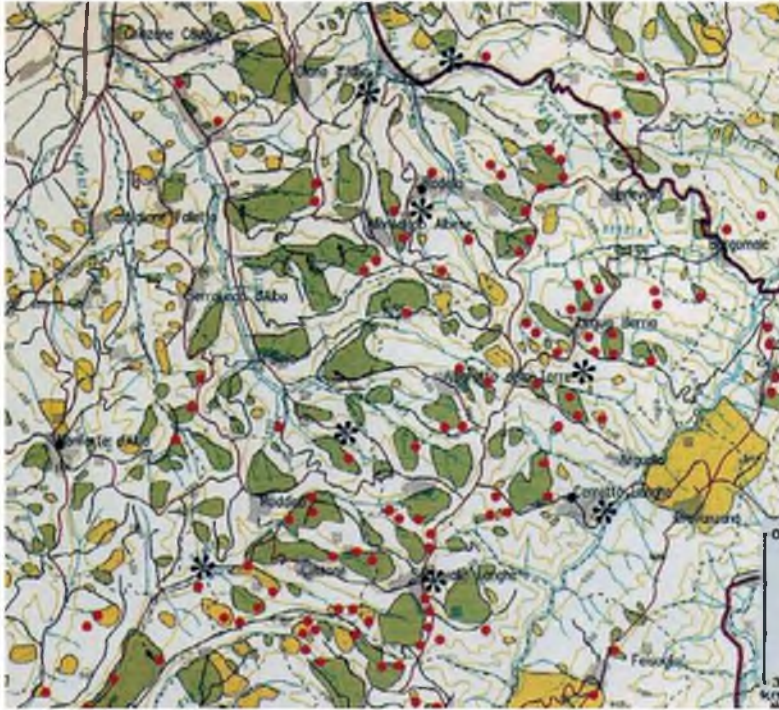


Figura 14.17 Fragmento del mapa inventario de deslizamientos de la región de Langhe (NW de Italia) con la situación de los movimientos provocados por las precipitaciones de noviembre de 1994, principalmente deslizamientos planos de bloques rocosos (puntos rojos) y flujos de barro (los asteriscos indican las zonas con mayor concentración de flujos); en el mapa, previo a este evento, aparecen en amarillo las zonas con deslizamientos de bloques inactivos, y en verde los activos en los últimos 30-40 años (Casale y Margottini, 1995). Las fotos corresponden a ejemplos de los tipos de movimientos citados: se puede observar la destrucción de varias edificaciones por los flujos superficiales (fotos M. Ferrer).

numerosas reactivaciones de antiguos deslizamientos y deslizamientos nuevos superficiales que afectaron sobre todo a vías de comunicación (Figura 14.18).

En el Cuadro 14.4 se presentan los valores de precipitación establecidos en base al análisis de más de una veintena de casos españoles para diferentes tipos de movimientos de ladera. En las dos primeras columnas se comparan las precipitaciones del año previo al movimiento con las medias anuales, y en las tres columnas siguientes se muestran los porcentajes de las lluvias caídas en los 3-4 meses previos al movimiento con respecto a la precipitación total del año previo y a la media anual de la serie. Como puede observarse, en algunos casos las lluvias de los meses previos a los movimientos suponen hasta el 60% y 80% de la precipitación del año previo (casos de deslizamientos y flujos de tierra o barro), y superan, en general, los valores de precipitación media anual (obtenidos de las series meteorológicas correspondientes a cada área de estudio), indicando periodos inusualmente lluviosos para el año previo al movimiento.

En España, las precipitaciones juegan un papel importante en el desencadenamiento de inestabilidades en laderas, dependiendo de las características climáticas y meteorológicas de las diferentes regiones. Las

máximas precipitaciones se dan en el norte, con 120 a 180 días de lluvia al año; las zonas con clima continental tienen entre 40 y 120 días de lluvia, dependiendo de la orografía; la región mediterránea (este y



Figura 14.18 Deslizamiento en una ladera arcillosa producido por el elevado contenido en agua del material, Jaén (foto M. Ferrer).

Umbral de precipitación para desencadenamiento de movimientos de ladera

Tipo de movimiento y país		Intensidad horaria (I_h)	Intensidad diaria (I_d)	Precipitación acumulada
Movimientos de nueva generación				
Flujos de barro y tierra	Hong Kong	>40 mm	>50 mm >100 mm	>50 mm (15 días)
	Japón		>125 mm	>182 mm (2 días)
	Italia (Toscana)		86 mm	260 mm (15 días) 325 mm (30 días)
	Brasil	60 mm	>125 mm	>0,4 $P_{\text{año}}$ (precipitación anual) >675 mm (3 días)
Flujos de derrubios	Estados Unidos (California)			>250 mm (3 días)
	España	213 mm		52 mm durante el evento
Otros tipos de movimiento	Japón	20 mm		10-150 mm durante el evento
	Estados Unidos (California)			>180 mm durante el evento
	Italia (Toscana)		143-153 mm	290-400 mm (15 días) 360-450 mm (30 días)
	Francia			>300 mm (60 días)
	España		205 mm	>500 mm (3 días) 476 mm (2 días)
	España	>60 mm (clima atlántico)	>150 mm (clima atlántico) >180 mm (c. mediterráneo)	>300 mm (clima mediterráneo)
Reactivación o aceleración de movimientos				
Diversos tipos de movimiento	Italia			>520 mm (60 días) pequeños deslizamientos >900 mm (100 días) grandes deslizamientos
	Francia			300 mm (90 días)
	España			>250 mm (90 días)
	España			320 mm (15 días)

Modificado de Ferrer y Ayala, 1997; datos de varios autores.

Relación entre precipitaciones y desencadenamiento de movimientos de ladera

Tipo de movimiento	Precipitación anual (mm)		Precipitación en los 3-4 meses previos (mm)		
	Total en el año previo	Media anual de la serie (*)	Total en los meses previos	% P total del año previo	% P media anual de la serie
Deslizamientos	500 a 1.000	500 a 800	300 a 500	50-60 %	≤ 30 %
Flujos de tierra	500 a 800	600 a 700	300 a 400	50-80 %	50-60 %
Flujos de derrubios	≥ 1.300	1.100 a 1.200	350 a 650	30-50 %	50-120 %
Desprendimientos	250 a 700	220 a 450	100 a 250	≤ 30 %	50-130 %

(*) Series analizadas entre 30 y 70 años. P = precipitación (Ferrer y Ayala, 1997).

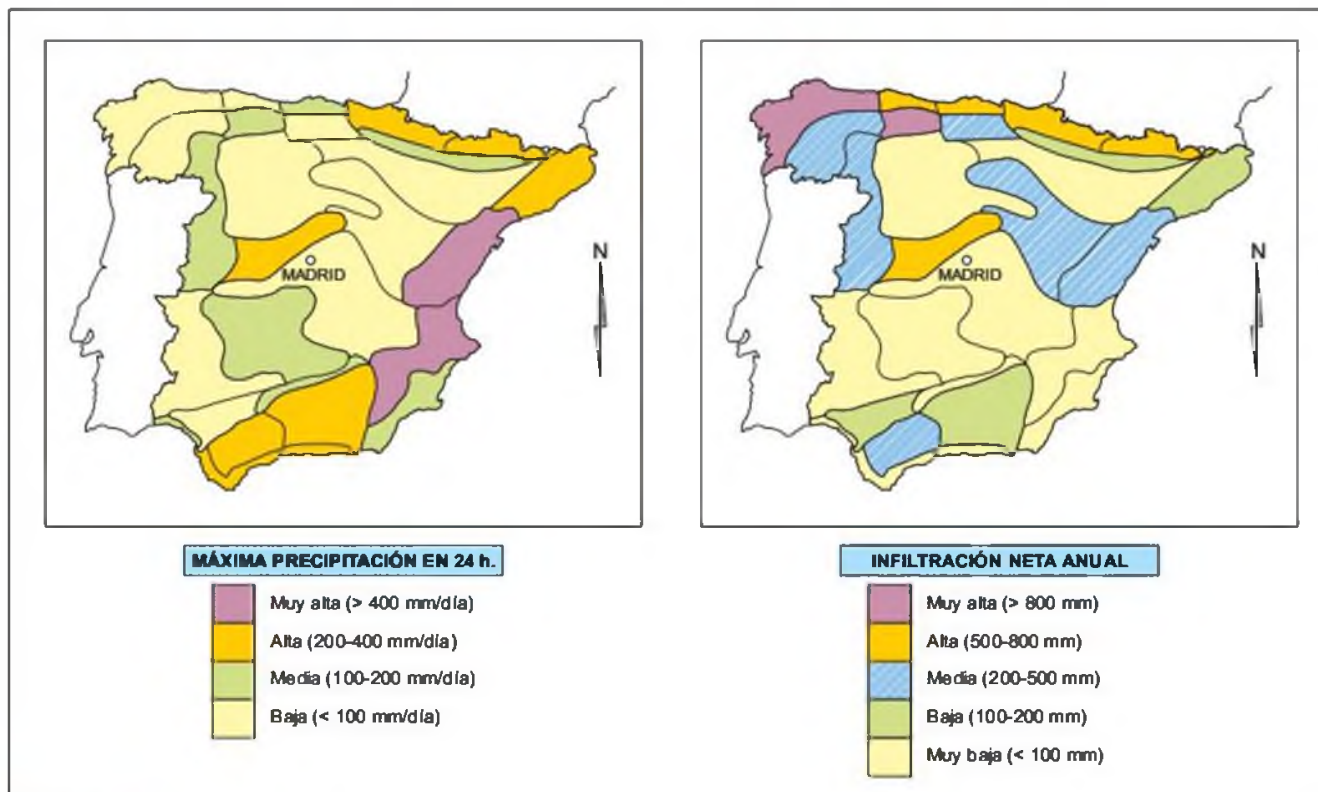


Figura 14.19 Susceptibilidad climática relativa frente a deslizamientos en la España peninsular (Ferrer y Ayala, 1996); los criterios empleados han sido la máxima precipitación en 24 horas (para flujos y deslizamientos superficiales) y la infiltración neta anual (para nuevos deslizamientos y reactivaciones de antiguos movimientos profundos).

noreste) y Baleares entre 40 y 60 días de lluvia, mientras que la parte sureste constituye la zona más árida, con menos de 20 días de lluvia al año. Las lluvias torrenciales caracterizan al clima mediterráneo, sobrepasándose en ocasiones la media anual en unos pocos días de lluvias intensas. En base a los datos de precipitación y de infiltración neta, en la Figura 14.19 se presentan unos mapas esquemáticos con los criterios generales de susceptibilidad para el desencadenamiento de movimientos de ladera en España.

El desencadenamiento de nuevos **deslizamientos profundos** o de gran magnitud no está relacionado con fenómenos meteorológicos estacionales, sino que obedece a **condiciones climáticas** a largo plazo, con regímenes de precipitación y condiciones de humedad suficientes para modificar de forma sustancial los niveles freáticos y el contenido en agua del terreno. El mecanismo principal que contribuye a la inestabilidad es la elevación del nivel freático por la infiltración neta de agua, desempeñando el aumento del peso específico del terreno un papel secundario. En general, cuanto menos permeables sean los materiales, menor será la influencia de las precipitaciones cortas y mayor

la del régimen climático y las condiciones pluri- o anuales.

Las **inundaciones y avenidas** magnifican el efecto desestabilizador de las lluvias en las laderas de los valles fluviales (sobre todo en meandros y tramos curvos o encajados de los cauces). El papel erosivo de la corriente de agua en la base de la ladera se une al de la lluvia saturando el terreno, generando flujos y deslizamientos o reactivando movimientos. Los deslizamientos en valles fluviales pueden cortar el cauce y crear lagos o embalses aguas arriba, que dan lugar a riesgos añadidos a los de la propia rotura de la ladera: inundación del valle aguas arriba por taponamiento del cauce e inundación aguas abajo por rotura violenta del «dique» (Figura 14.20).

Otro tipo de acciones relacionadas con el clima son los **procesos de hielo-deshielo** estacionales, que provocan inestabilidades superficiales (solifluxiones) en laderas de suelos de zonas frías y desprendimientos en macizos rocosos competentes, donde el hielo provoca la meteorización y fracturación del material. Los procesos de deshielo rápido permiten un rápido y prolongado incremento del contenido de agua en los materiales sueltos.

Cambios del nivel de agua

La elevación del nivel de agua en las laderas, como consecuencia de prolongados periodos de lluvia o por el llenado de embalses, lagos, etc., provoca un aumento de presiones intersticiales que pueden desencadenar o acelerar los deslizamientos. Un ejemplo es el gran deslizamiento de Vajont (Figuras 11.1 y 11.2 del Capítulo 11).

El caso más desfavorable para la estabilidad de las laderas de embalses y lagos es el **descenso brusco del nivel de agua**, al generarse unas condiciones de desequilibrio por permanecer los materiales de las laderas con elevadas presiones intersticiales que no se disipan con la misma velocidad del descenso del nivel de agua. En el Recuadro 11.2 del Capítulo 11 se muestra este caso. Estas circunstancias pueden darse en laderas de embalses destinados al control de avenidas en valles escarpados, sujetos a cambios estacionales del nivel de agua que pueden superar varias decenas de metros, como lo ocurrido en los embalses de las presas de Esla (Zamora) y Beninar (Almería).

Procesos erosivos

La erosión o socavación del pie de las laderas, escarpes y acantilados, por erosión fluvial, litoral u otra causa, da lugar a la pérdida de resistencia en esta zona y a la modificación del estado tensional, lo que unido a la falta de apoyo del material suprayacente puede provocar la inestabilidad y la generación de deslizamientos o desprendimientos.

Un efecto secundario de los deslizamientos en laderas fluviales es el corte del río por la masa deslizada, que puede provocar inundaciones y avenidas, aspecto mencionado anteriormente (Figura 14.20).



Figura 14.20 Pie de un gran deslizamiento rotacional en una ladera fluvial, cortando el cauce del río y creando un embalse aguas arriba; Villahermosa del Río, Castellón (foto M. Ferrer).



Figura 14.21 Parte superior de un deslizamiento rocoso de grandes dimensiones en la costa norte de Mallorca (cortesía de R. Mateos).

Las laderas costeras sometidas a la acción del oleaje y las mareas son zonas con riesgo de inestabilidad (Figura 14.21). Merecen ser destacados los procesos de erosión en acantilados rocosos, que dan lugar al retroceso de los mismos. Esta actividad está ligada a los temporales marítimos, especialmente si coinciden con mareas vivas.

La erosión puede ser también interna, debida a diferentes factores, con los mismos efectos sobre la estabilidad de la ladera. En regiones kársticas los procesos de formación y hundimiento de cavidades asociadas a la presencia de carbonatos y yesos pueden desencadenar inestabilidades, sobre todo en este último caso, en que los materiales son más blandos y alterables.

Terremotos

Los terremotos pueden provocar movimientos de todo tipo en las laderas, dependiendo de las características de los materiales, de la magnitud y de la distancia al epicentro. Desprendimientos de bloques, deslizamientos, flujos y avalanchas rocosas pueden ocurrir durante las sacudidas sísmicas (ver Figura 15.22 del Capítulo 15). Antiguos deslizamientos en condiciones cercanas al equilibrio límite pueden también ser reactivados por las fuerzas sísmicas. Además, en materiales finos y sueltos, como arenas y limos, pueden producirse procesos de **licuefacción**, afectando también a deslizamientos antiguos con materiales sueltos, saturados y sin cohesión. Estos aspectos se tratan en el Apartado 15.6 del Capítulo de Riesgo Sísmico.

El terremoto de Guatemala de 1976 (M-7,6) provocó más de 10.000 desprendimientos rocosos y deslizamientos en materiales sueltos. El terremoto de Loma



Figura 14.22 Deslizamiento producido por el terremoto de El Salvador el 13 de enero de 2001 en una ladera sobre la Colonia «Las Colinas», municipio de Santa Tecla, Nuevo San Salvador (Agencia EFE). La ladera está formada por un sustrato de tobas sobre el que se apoya un nivel de cenizas volcánicas constituidas por limos arenosos y niveles de lapilli. Estos materiales presentan una densidad aparente entre 1,1 y 1,2 t/m³ y ángulo de fricción de 34° (Bernal, 2001). Las aceleraciones máximas estimadas en la zona fueron del orden de 0,5 g, lo que provocó el deslizamiento, dando lugar a un flujo muy rápido que sepultó parte de la urbanización. La zona de cabecera del deslizamiento presentó una superficie de rotura circular, con profundidad entre 6 y 8 m, mientras que en el resto el mecanismo fue traslacional. El volumen de la masa deslizada fue de unos 90.000 m³.

Prieta, California, de 1989 (M-7,1) desencadenó más de 4.000 desprendimientos, flujos y deslizamientos, así como numerosos procesos de licuefacción (Schuster, 1996a). En ocasiones, las víctimas atribuidas a los terremotos son causadas por los deslizamientos que se desencadenan; el terremoto de Perú de 1970 (M-7,7) provocó, entre muchos otros movimientos en laderas, una inmensa avalancha rocosa en la montaña de Huascarán que sepultó a una ciudad y parte de otra, matando a 18.000 personas. La mayoría de las víctimas del terremoto de El Salvador de 2001 fueron causadas por un deslizamiento repentino en materiales volcánicos, por pérdida instantánea de su resistencia (Figura 14.22).

En España los terremotos no son un factor significativo en el desencadenamiento de deslizamientos. Sin embargo, esta posibilidad debe ser considerada en zonas sísmicas montañosas, como las Béticas y los Pirineos, en donde los terremotos de cierta magnitud pueden ser un factor desencadenante de inesta-

bilidades. Existen algunos ejemplos de deslizamientos asociados a terremotos en los Pirineos y en Granada; el gran deslizamiento de Güejejar, en arcillas y limos de la depresión de Granada, parece ser un claro ejemplo de movimiento generado o reactivado por los terremotos de Lisboa en 1755 y de Andalucía en 1884, destruyéndose dos veces el pueblo.

Vulcanismo

Las erupciones volcánicas pueden provocar deslizamientos o avalanchas rocosas y de derrubios de gran magnitud y velocidad en las laderas de los conos de los volcanes, como ocurrió en el monte Santa Helena (EE.UU.) en 1980, donde tuvo lugar una inmensa avalancha que, según Schuster (1996b), ha sido el mayor deslizamiento histórico del mundo. Dependiendo de las características geotécnicas, de la pendiente y del contenido en agua de los materiales, éstos pueden fluir alcanzando grandes distancias.

Las cenizas y los piroclastos depositados sobre las laderas constituyen depósitos proclives a los procesos de deslizamiento y flujo ante la ocurrencia de lluvias que saturan estos materiales. En zonas altas con nieve, el deshielo, como consecuencia de la actividad volcánica, puede provocar flujos rápidos, como ocurrió en el Nevado del Ruiz, Colombia, en 1985.

Acciones antrópicas

Las actuaciones humanas ocupan un lugar importante dentro de los factores que modifican las condiciones y fuerzas que actúan sobre las laderas. Las excavaciones, la construcción de presas y embalses, las sobrecargas de edificios, estructuras, terraplenes, rellenos o escombreras sobre las laderas y las voladuras en zonas cercanas, entre otros, modifican los estados tenso-deformacionales del terreno y sus propiedades geotécnicas, generando inestabilidades.

Las principales causas de desestabilización son los cambios de geometría y pendiente, los cambios en las condiciones hidrogeológicas y las fuerzas estáticas externas. En menor medida están las cargas dinámicas y las excavaciones subterráneas bajo las laderas.

Las excavaciones superficiales para vías de comunicación y transporte, boquillas de túneles, minería y otras obras varían los perfiles de equilibrio de las laderas y pueden desencadenar movimientos, dependiendo de otros factores condicionantes, como la estructura geológica, la resistencia o el contenido en agua del terreno. En laderas con inestabilidades naturales antiguas o activas, o en condiciones cercanas al equilibrio límite, la excavación de taludes frecuentemente provoca la reactivación o aceleración de los movimientos. Las excavaciones más desfavorables son las realizadas a pie de las laderas (por soportar esta zona las mayores tensiones), situación frecuente en la construcción de vías de comunicación por valles o por zonas bajas de las laderas.

Las excavaciones influyen igualmente en la alteración del sistema de drenaje superficial y en la modificación del comportamiento hidrogeológico de la lade-



Figura 14.23 Desprendimiento de un gran bloque en un talud vertical calcarenítico motivado por pérdidas en la red de aguas de la población, Arcos de la Frontera, Cádiz (foto M. Ferrer).

ra, al variar los niveles freáticos y los flujos, o dar lugar a la acumulación de agua en determinadas zonas.

En laderas en áreas urbanas, las filtraciones y pérdidas de agua de los depósitos y de las redes de abastecimiento y saneamiento, pueden inducir inestabilidades, como en el caso de la Figura 14.23. El riego de jardines y la construcción de lagos artificiales, sin las medidas adecuadas para evitar la infiltración del agua hacia el interior de la ladera, son también causa de deslizamientos.

14.3

Investigación de deslizamientos

La investigación de los procesos de inestabilidad de las laderas y de zonas inestables requiere la identificación de

los procesos, el estudio de las causas y de los factores que los controlan y el análisis de los movimientos.

Investigación de deslizamientos

Ámbito	Fases	Métodos y técnicas	Finalidad
Investigación de áreas inestables	Estudios preliminares	Revisión de información y cartografías existentes.	Identificación de los procesos y tipos de movimiento. Identificación de los factores condicionantes. Evaluación general de la estabilidad de la zona.
		Interpretación de fotos aéreas y teledetección.	
	Reconocimientos generales	Observaciones de campo. Cartografía de los procesos. Cartografía de los factores.	
	Estudio de los procesos y de los factores que los causan	Reconocimientos de campo.	
Investigación preliminar del subsuelo: geofísica.			
Investigación de deslizamientos particulares	Investigaciones de detalle	Observaciones y medidas en afloramientos.	Descripción y clasificación de los movimientos. Datos morfológicos, geológicos, hidrogeológicos y geomecánicos.
		Sondeos, geofísica, ensayos de campo, toma de muestras.	
		Ensayos de laboratorio.	
	Instrumentación	Inclinómetros, extensómetros, tiltímetros, piezómetros	Datos de velocidad, dirección, situación de planos de rotura, presiones de agua.
Análisis de la estabilidad	Equilibrio límite. Modelos matemáticos tenso-deformacionales.	Definición de los modelos y mecanismos de rotura. Evaluación de la estabilidad. Diseño de medidas correctoras.	

En el Cuadro 14.5 se detallan las investigaciones más habituales según que el objetivo sea el análisis de áreas inestables o de movimientos particulares. Los métodos de investigación *in situ* se han descrito en el Capítulo 6, siendo igualmente aplicables al análisis de estabilidad de taludes excavados.

Las diferentes fases se desarrollan dependiendo del ámbito de investigación. Los reconocimientos geológicos son necesarios para la selección de emplazamientos adecuados en zonas susceptibles a los movimientos de ladera. Los resultados de las investigaciones *in situ* permiten abordar los trabajos de prevención y los análisis de estabilidad para el diseño de medidas estabilizadoras para mitigar los riesgos, así como otras aplicaciones directas en ingeniería civil y en minería.

El resultado de las investigaciones se plasma en cartografías de zonas inestables (realizando mapas inventario, de factores, de susceptibilidad y peligrosidad; Figuras 14.24 y 14.25) o en mapas, cortes y modelos de detalle en el caso de investigar problemas concretos (ver Recuadro 14.1).

Reconocimientos generales

Los reconocimientos de las laderas a nivel regional incluyen la identificación o evaluación de los siguientes aspectos:

- Relieve, geomorfología y pendientes.
- Litología y disposición estratigráfica del terreno.
- Estructura de los materiales rocosos; orientación de planos de discontinuidad.
- Tipos y espesor de suelos; alteración de los materiales y formaciones superficiales.
- Aspectos hidrogeológicos, cursos de agua naturales, sistemas de drenaje, fuentes.
- Vegetación presente en las laderas y usos del suelo.
- Procesos actuantes (erosivos, sísmicos, tectónicos, etc.).
- Modificaciones por procesos naturales y antrópicos.

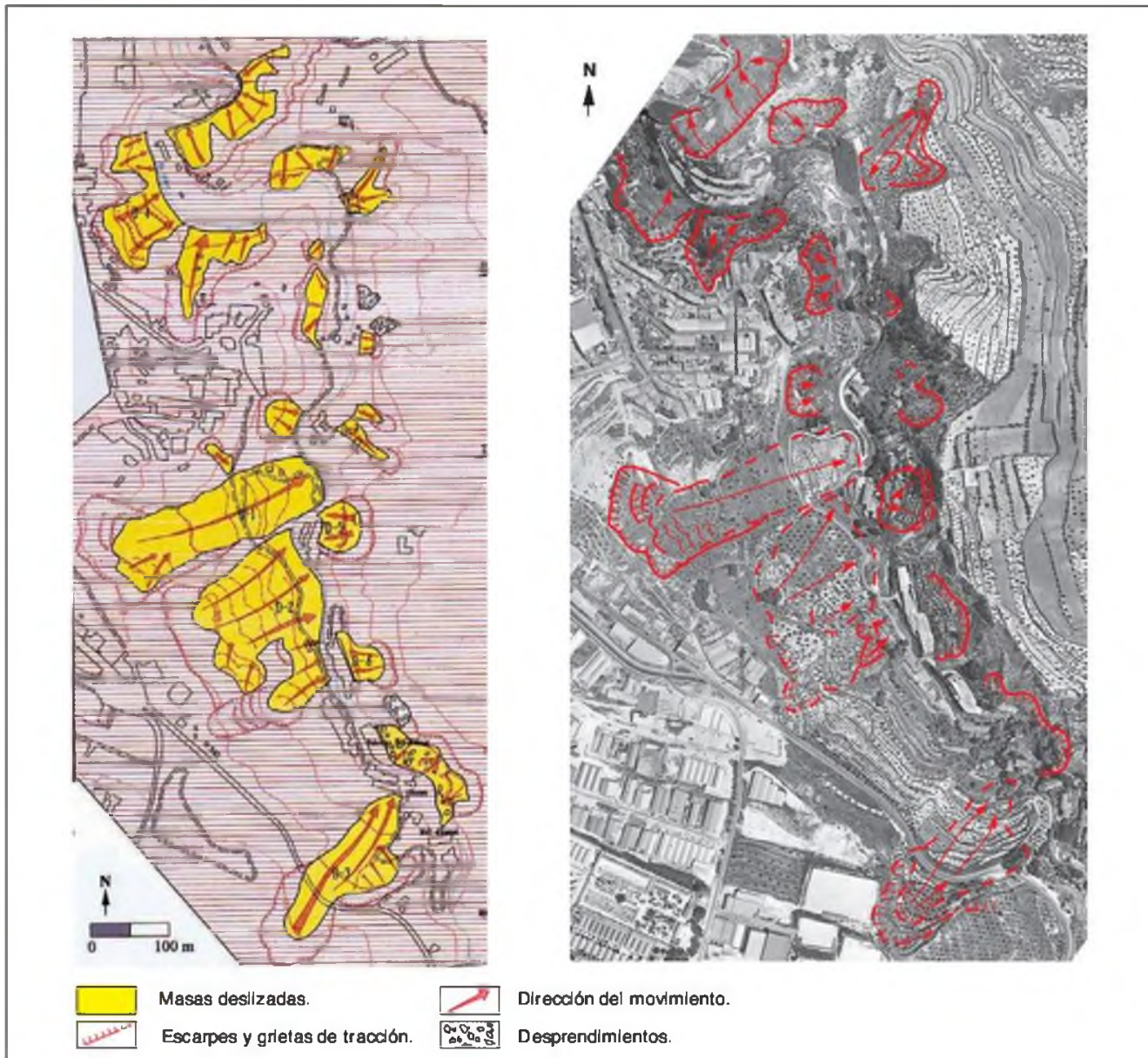


Figura 14.24 Mapa inventario de deslizamientos en la zona de Alcoy, Alicante, realizado a partir de foto aérea con apoyo de campo; escala original 1/5.000 (IGME, 1994).

- Reconocimiento de movimientos de ladera actuales y antiguos: deslizamientos, flujos, desprendimientos, etc.

Los métodos y técnicas para **identificar movimientos de laderas** activos o antiguos y para el reconocimiento de zonas inestables consisten, básicamente, en la identificación de rasgos propios de estos procesos, evidencias de movimientos y otros signos asociados a su aparición, como son:

- Formas erosivas y de acumulación (anomalías en la pendiente de las laderas).

- Depósitos deslizados.
- Grietas y escarpes.
- Daños en construcciones o estructuras, conducciones, obras lineales, etc.
- Tipos y características de la vegetación.
- Modelos de drenaje, zonas encharcadas, surgencias.
- Desvío de cauces, depósitos de masas deslizadas en llanuras de inundación, etc.

Estas tareas se realizan tanto en el campo como a partir de cartografías existentes (**mapas geomorfo-**

Factores característicos para la identificación de movimientos de ladera

Tipo de movimiento	Zona de cabecera y parte superior de la ladera	Zona baja de la ladera	Geometría
Desprendimientos	Laderas irregulares y rocosas escarpadas con material suelto o derrubios en la parte superior. Bloques independizados por discontinuidades o fracturas. Grietas tras el talud. Vegetación escasa.	Acumulación de bloques y fragmentos rocosos.	Pendientes elevadas > 50°.
Deslizamientos rotacionales	Grietas de tracción curvas cóncavas hacia la ladera. Escarpes curvos con estrías, que pueden ser verticales en la parte superior. Superficies basculadas con encharcamientos. Contrastes de vegetación. Malas condiciones de drenaje y encharcamientos en depresiones.	Depósitos convexos, lóbulados. Desvío de cauces.	Pendientes entre 20-40° D/L < 0,3 a 0,1.
Deslizamientos traslacionales en rocas o suelos	Grietas de tracción verticales paralelas al talud. Escarpes verticales poco profundos. Material en bloques con grietas entre ellos. Sin encharcamientos en cabecera. Drenaje desordenado o ausencia del mismo.	Desvío de cauces. En ocasiones acumulaciones de material con forma de lóbulos.	Pendientes uniformes D/L < 0,1.
Desplazamientos laterales	Bloques desplazados y basculados en varias direcciones. Pendientes suaves o muy suaves. Grandes grietas separando los bloques. Bloques con formas irregulares controladas por fracturas. Sistemas de drenaje interrumpidos, obstrucciones en cauces, valles asimétricos.	—	Pendientes suaves, incluso < 10°.
Flujos de barro	Nichos cóncavos poco profundos. Pocas grietas. Contrastes en la vegetación con las zonas estables. Encharcamientos. Sin irregularidades importantes en el drenaje.	Lóbulos. Morfología irregular ondulada.	Pendientes 15-25° D/L = 0,05-0,01.
Flujos de tierra y derrubios	Concavidades y lóbulos en el área fuente. Varios escarpes. Depósitos con forma de corriente en valles. Ausencia de vegetación. Drenaje irregular y perturbado en la masa deslizada.	Lóbulos, depósitos convexos. Morfología irregular.	Pendientes > 25° D/L muy pequeño.

D/L = profundidad/longitud de la masa desplazada. Datos de Soeters y Van Westen, 1996, y otros autores.

lógicos, topográficos, geológicos, geotécnicos, etc.), fotografías aéreas (Figura 14.24) e imágenes multiespectrales de sensores remotos, de mucha mayor resolución que las imágenes convencionales, siempre en función de la escala de trabajo y de los objetivos del estudio (Apartado 6.2 del Capítulo 6). La información de interés que puede obtenerse a partir de las imágenes aéreas es la relacionada con la morfología, vegetación, condiciones de drenaje y lineaciones estructurales.

En el Cuadro 14.6 se presentan algunas características y rasgos predominantes, que pueden ayudar al re-

conocimiento de los distintos tipos de movimientos de laderas con vistas a su clasificación.

Es importante la identificación de las actuaciones antrópicas y factores medioambientales que modifican las condiciones naturales de las laderas, como excavaciones, embalses, minería, escombreras, cambios en acuíferos, zonas deforestadas, erosionadas, etc. Según el grado de detalle de los reconocimientos y la información disponible, se obtienen datos sobre la localización de los procesos, naturaleza, tipo, edad, extensión, factores condicionantes, etc., que pueden quedar plasmados en mapas inventario de los proce-

Clasificación de deslizamientos según su actividad

Clasificación y edad estimada	Descripción	Rasgos característicos
Activo < 100 años	Se mueve actualmente. Puede corresponder a una reactivación.	Topografía irregular y lobulada. Escarpe principal bien definido y sin vegetación. Depresiones encharcadas. Arroyos en los flancos. Depósitos a pie de ladera. Desvío de cauces.
Inactivo 100-5.000 años (Holoceno superior)	No presenta movimiento actualmente.	Relieve lobulado, escarpes vegetados en parte. Depresiones drenadas o sin drenaje. Vegetación diferente de las zonas adyacentes. El pie puede estar cortado por corrientes actuales.
Fósil o antiguo 5.000-10.000 años (Holoceno inferior)	Inactivo desde hace miles de años. Se reconoce en el relieve.	Relieve y escarpe suaves. Con vegetación. Drenaje modificado. Vegetación diferente de las zonas adyacentes. Terrazas fluviales cubiertas por la masa deslizada. Cauces actuales sobre la masa deslizada. Llanuras de inundación más anchas arriba.
Relicto > 10.000 años (Pleistoceno superior)	Inactivo desde hace miles de años. No se reconoce en el relieve.	Topografía suave y ondulada. Sin escarpes. Terrazas excavadas en la masa deslizada. Llanura de inundación actual uniforme.

Modificado de Keaton y De Graff, 1996, y otros autores.

Clasificación preliminar del territorio frente a potenciales movimientos de ladera

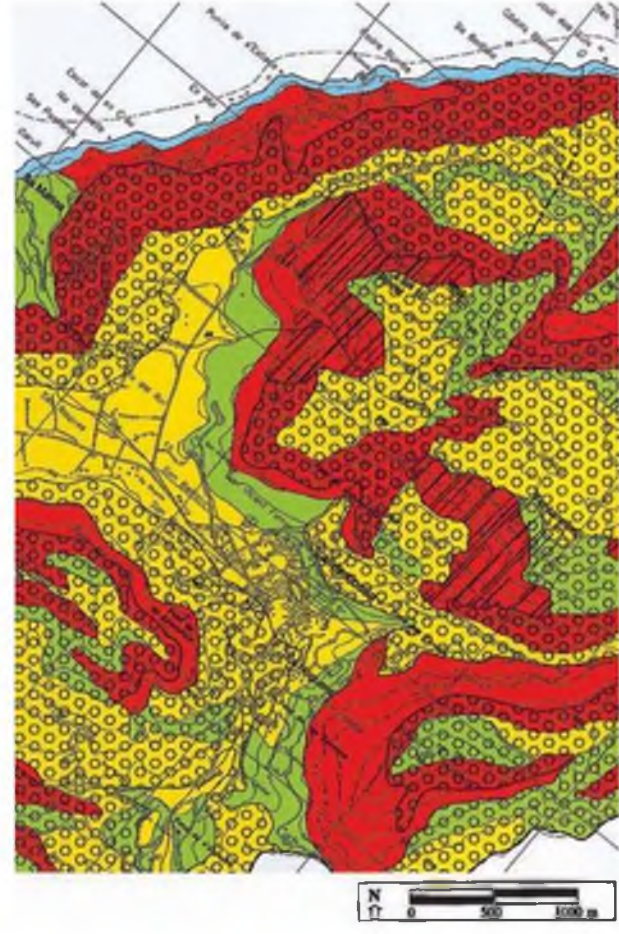
Presencia de movimientos y tipos de materiales		Pendiente		
		Muy baja (<10%)	Baja-media (10°-20°)	Medio-alta (>20°)
Sin movimientos activos o antiguos	Sustrato estable	Estable	Estable	Moderadamente estable
	Depósitos superficiales no susceptibles		Generalmente estable	
Con movimientos antiguos	Sustrato estable	Estable	Moderadamente estable	
	Sustrato susceptible	Generalmente estable	Moderadamente inestable	
	Depósitos superficiales susceptibles		Moderadamente inestable	Inestable
Con movimientos actuales o activos		Inestable	Inestable	

Basado en Nilsen, 1979; en Varnes, 1984.

tos actuales y antiguos existentes en una zona (ver Apartado 13.5 del Capítulo 13). Estos mapas aportan, además de la localización de las zonas inestables, información indirecta de las áreas susceptibles o potencialmente peligrosas; no obstante, al mostrar únicamente los movimientos ocurridos, no quedan reflejadas todas las áreas potencialmente inestables. En la Figura 14.25 se presentan ejemplos de mapa inventa-

rio y de susceptibilidad de movimientos de ladera con la localización y tipología de las inestabilidades.

Un aspecto importante es la evaluación de la actividad de los procesos (Cuadro 14.7). Deben considerarse los casos en que los deslizamientos han sido estabilizados por actuaciones antrópicas, ya que posibles cambios en las condiciones geológicas, hidrogeológicas o de otro tipo podrían reactivar los movimientos.



Estructura tectónica	Procesos y formas				
	Gravitacionales		Litorales	Kársticos	Fluviales
Escarpe de falla. Anticlinal. Sinclinal.	Deslizamiento. Flujo.	Frente de caída de rocas. Cono de derrubios.	Acantilado activo. Valles colgados por retroceso de acantilado.	Depresión kárstica. Cañón.	Torrente. Cárcavas. Divisoria de aguas.
	Desprendimientos rocosos	Deslizamientos rocosos	Deslizamientos en suelos		
Alta	Rocas duras fracturadas, discontinuidades netas. Permeabilidad por fracturación. Pendientes: >35°. Frentes rocosos de caliza.	Rocas duras en contacto con rocas blandas. Discontinuidades muy marcadas. Pendientes: >35°.	Depósitos coluviales sobre materiales impermeables. Alteración superficial alta. Pendientes: >35°.		
Media	Intensidad de fracturación media. Pendientes: 20°-35°.	Rocas moderadamente duras. Intensidad de fracturación media. Pendientes: 10°-35°.	Suelos y rocas blandas. Alteración superficial grado medio. Permeabilidad media por fisuración. Pendientes: 10°-35°.		
Baja	Materiales masivos. Pendientes: <20°.	Rocas blandas. Intensidad de fracturación baja. Pendientes: <10°.	Rocas blandas. Alteración superficial. Permeabilidad por porosidad. Pendientes: <10°.		
	Acantilados activos.				

Figura 14.25 Mapa geomorfológico e inventario de movimientos de ladera y mapa de susceptibilidad. Zona Esporles-Deià, Mallorca. Escala original 1:25.000 (Mateos, 2000).

La evaluación preliminar de las **condiciones de estabilidad** de una zona puede realizarse combinando factores como la presencia de masas deslizadas (por ejemplo en términos del porcentaje ocupado por deslizamientos con respecto al total del área estudiada) y otros factores condicionantes, como litologías susceptibles y grado de pendiente de las laderas. El Cuadro 14.8 incluye una clasificación de la estabilidad según estos parámetros.

Análisis de los procesos

El siguiente paso en la investigación de los procesos de inestabilidad de laderas incluye:

- La identificación de los mecanismos, modelos y tipos de rotura.
- El estudio de los distintos factores que controlan los procesos.
- La evaluación de la extensión, frecuencia y recurrencia de los movimientos.

Estos estudios están basados principalmente en observaciones de campo. Se trata de analizar los procesos, las causas y su contribución al movimiento y su alcance o importancia, sin llegar a los análisis de detalle sobre el grado de estabilidad de laderas particulares.

Los tipos de movimientos y los mecanismos de inestabilidad y rotura se describen en el Apartado 14.2 de este Capítulo y en el Apartado 9.4 del Capítulo de taludes, respectivamente.

La descripción general de los movimientos de ladera debe incluir (Cruden y Varnes, 1996):

- Tipo de movimiento (indicando si es complejo).
- Material.
- Dimensiones.
- Actividad (ver Cuadro 14.7).
- Distribución del movimiento dentro de la masa.
- Velocidad (ver Cuadro 14.9).
- Contenido en agua (seco, húmedo, muy húmedo, saturado).

Un aspecto importante es el contenido en agua del terreno, que ayuda además a la clasificación del movimiento; las descripciones pueden realizarse, de una forma simple, según:

- Ausencia de señales de humedad en la ladera.
- Presencia de agua, pero no libre; el material se puede comportar como plástico, pero no fluye.
- El material tiene suficiente agua para comportarse en parte como un líquido.

La Figura 14.26 presenta un esquema para la descripción de las características y dimensiones de los deslizamientos (ver también Figura 14.3). Para más detalles se remite a Dikau et al (1996).

Dentro del estudio de los factores condicionantes y desencadenantes que causan las inestabilidades debe prestarse especial atención a aquellos que más influencia ejercen en la ocurrencia de los movimientos de ladera, como son:

Escala de velocidad de los movimientos de ladera

Clase	Descripción	Velocidad (mm/seg)	Valores típicos	Daños probables
7	Extremadamente rápido	5×10^3	5 m/s	Violento y catastrófico. Destrucción de edificios por impacto de la masa deslizada. Número elevado de muertos.
6	Muy rápido		3 m/min	Es difícil escapar. Algunos muertos. Destrucción de edificios y estructuras.
5	Rápido	5×10^{-1}	1,8 m/h	Es posible escapar. Destrucción de edificios y estructuras.
4	Moderado		13 m/mes	Algunas estructuras pueden mantenerse temporalmente.
3	Lento	5×10^{-5}	1,6 m/año	Pueden aplicarse medidas correctoras. Las estructuras y edificios pueden mantenerse.
2	Muy lento		16 mm/año	Las estructuras permanentes no resultan dañadas en general.
1	Extremadamente lento	5×10^{-7}		Imperceptible si no es con instrumentación. Es posible la construcción con precauciones.

Cruden y Varnes, 1996.

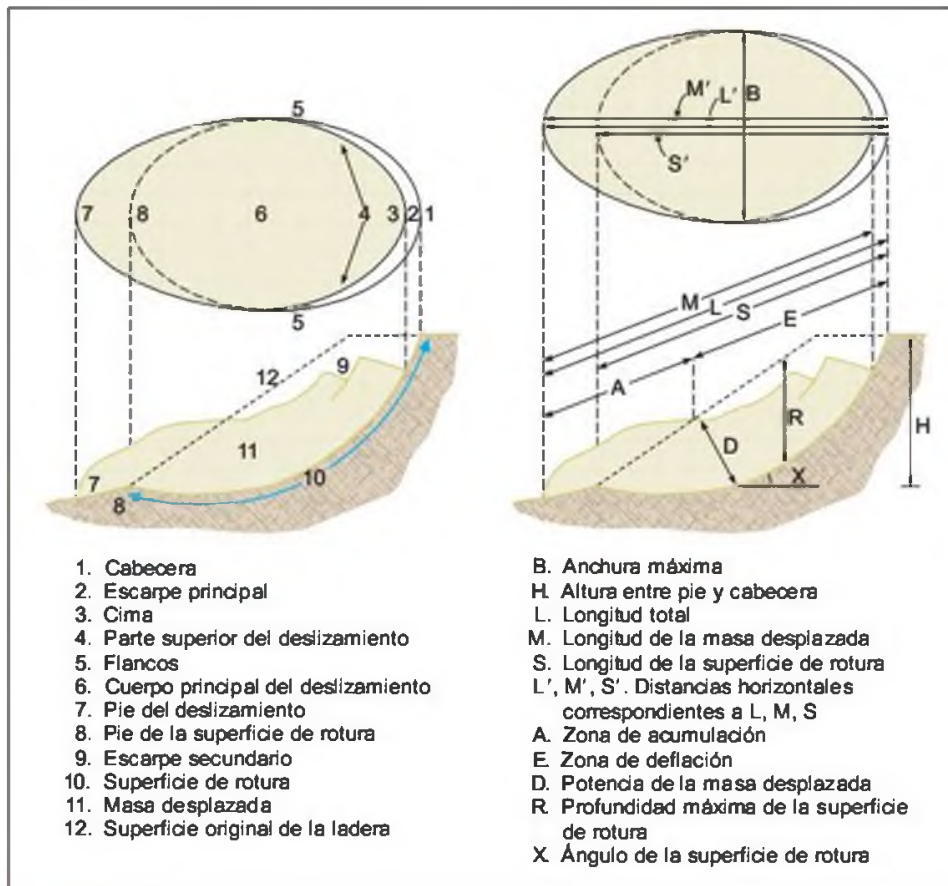


Figura 14.26 Descripción de los rasgos y dimensiones de un deslizamiento (modificado de Int. Geotech. Soc. UNESCO, 1993; en Dikau et al, 1996).

- Litologías y grado de meteorización o alteración.
- Estructura geológica, distribución y orientación de planos de discontinuidad (en caso de laderas rocosas).
- Comportamiento geomecánico y propiedades físicas y resistentes de los materiales.
- Parámetros hidrogeológicos, niveles piezométricos y su variación.
- Condiciones meteorológicas.
- Otros posibles factores desencadenantes naturales y antrópicos.

La información sobre los factores presentes en una zona debe ser obtenida de forma rigurosa, cuantificándola siempre que sea posible.

Existe una estrecha relación entre los factores descritos y los tipos de movimiento: los factores condicionantes definen los mecanismos de rotura y los tipos de movimiento, mientras que los factores desencadenantes, generalmente, influyen en la magnitud de los procesos. Estos últimos son variables o «transitorios» (como el contenido de agua en el terreno o las sacudidas sísmicas, respectivamente).

La estimación de la **frecuencia** de los movimientos se realiza a partir de estudios históricos y estadísticos, de series de precipitaciones (analizando la recurrencia o periodos de retorno, regímenes, máximos históricos) y de las relaciones entre movimientos de ladera y terremotos, inundaciones y actividad volcánica, según los casos.

Investigaciones de detalle

Estas investigaciones son necesarias para conocer en detalle el mecanismo de rotura de una ladera y realizar los análisis de estabilidad. Sus objetivos son:

- Determinar las propiedades geomecánicas e hidrogeológicas del terreno.
- Determinar las características del movimiento, principalmente la situación de los planos de rotura o deslizamiento y la velocidad.
- Definir los datos necesarios para los modelos y análisis de estabilidad.

Investigaciones de detalle en deslizamientos

Propiedades de los materiales	Superficies de rotura	Velocidad del movimiento
Métodos geofísicos (resistividad, sísmica de refracción). Calicatas y trincheras. Sondeos. Ensayos de laboratorio. Pozos de reconocimiento. Ensayos de campo. Análisis de estabilidad a posteriori.	Observaciones de campo. Métodos sísmicos y eléctricos. Excavaciones y calicatas. Medidas en el interior de sondeos. Testificación detallada de sondeos. Observaciones en pozos de gran diámetro. Inclinómetros y extensómetros. Análisis de estabilidad a posteriori.	Medidas en grietas y escarpes. Instalación de hitos o estacas. Medidas topográficas convencionales. Inclinómetros y extensómetros. Medidas electrónicas y con GPS. Análisis de imágenes de satélite (interferometría).

Las investigaciones son aplicables a laderas potencialmente inestables, con deslizamientos antiguos o con inestabilidades activas, siempre que la velocidad de los movimientos sea suficientemente lenta para permitir las diferentes actuaciones y reconocimientos.

La **caracterización geomecánica e hidrogeológica** se realiza en campo, mediante las observaciones y ensayos necesarios en afloramientos, sondeos y calicatas; la geofísica proporciona información sobre determinadas propiedades físicas y mecánicas. Los ensayos de laboratorio complementan la caracterización, aportando los valores de los parámetros físicos y geotécnicos de los materiales. En el Cuadro 14.10 se incluyen los métodos habituales de investigación *in situ*, descritos en el Capítulo 6.

Es importante realizar una topografía de detalle donde se reflejen las grietas de tracción, escarpes, saltos, zonas con movimientos diferenciales, situación de investigaciones y medidas, etc., así como mapas geológicos a gran escala (1/500 a 1/2.000, según la extensión de la ladera a estudiar).

Para la realización de los análisis de estabilidad o para evaluar la representatividad de los modelos matemáticos, en caso de realizarse, es necesario conocer la **situación de las superficies de rotura**, lo que también permite establecer el modelo geométrico de la masa inestable. Éstas pueden definirse a partir de:

- **Observaciones y medidas en superficie:** a) en la cabecera y flancos (escarpes y saltos) y en el pie del deslizamiento (dependiendo del comportamiento de la masa inestable, del tipo y fase evolutiva del movimiento puede aflorar el plano de rotura; Figura 14.27); b) en deslizamientos rotacionales la localización de la rotura puede inferirse a partir de la geometría de la masa movida y de la medida de la inclinación o basculamiento de la cabecera de la ladera; c) en deslizamientos traslacionales, puede medirse la profundidad de las grietas de tracción en cabecera, si éstas llegan hasta el plano de rotura.

- **Observaciones en excavaciones y calicatas**, realizadas sobre los límites del deslizamiento o sobre la masa deslizada en caso de tener profundidad accesible a la maquinaria.
- **Observaciones y medidas en sondeos** (inclinómetros, cámaras de TV, etc.).
- **Observación de deformaciones en pozos de gran diámetro** revestidos con anillos que se desplazan diferencialmente entre ellos siguiendo el movimiento del terreno (ver Figura 6.98 del Capítulo 6)
- **Métodos geofísicos**, como sísmica de refracción y resistividad eléctrica; las superficies de deslizamiento se deducen a partir de las diferencias en las propiedades de la masa movida y del sustrato estable de la ladera; no suele dar resultados en deslizamientos traslacionales a favor de planos paralelos a la estratificación.



Figura 14.27 Superficie de rotura neta de un deslizamiento en materiales lutíticos, donde se observa el desplazamiento de la masa deslizada sobre la zona inferior estable, León (foto L. González de Vallejo).

En ocasiones, los reconocimientos geológicos de detalle permiten, al menos de forma aproximada, estimar la posible posición de los planos de deslizamiento a partir de criterios geológicos, estratigráficos o estructurales (contactos entre diferentes litologías, presencia de estratos o niveles de diferente competencia, contactos entre suelos y sustrato rocoso o entre rocas alteradas y material sano, presencia de fallas, etc.), lo que supone un punto de partida importante para las subsiguientes investigaciones de detalle.

La observación detallada de los **testigos de sondeos** permite detectar niveles arcillosos blandos, superficies estriadas, zonas alteradas, brechificadas y/o húmedas, planos con signos de presencia de agua, etc. La rotura puede ocurrir a favor de una o varias superficies netas o de zonas de cierto espesor.

En el **interior de sondeos** o perforaciones, cuya profundidad debe siempre superar la cota de la superficie de deslizamiento prevista o estimada, pueden efectuarse diferentes observaciones y medidas:

- Introducir una tubería y dejar que se corte por el plano de rotura, midiendo después su profundidad; este método presenta el inconveniente de que no se detectan planos de rotura inferiores.
- Introducir «testigos» (un trozo de tubo metálico suficientemente pesado para que deslice con facilidad por el interior del sondeo hasta el fondo del mismo) tras la entubación del sondeo, izándolo periódicamente hasta que la rotura producida por el deslizamiento impida su movimiento ascendente, indicando así la profundidad de los planos de corte (Figura 6.98 del Capítulo 6).
- Introducir cámaras de TV para observación directa del interior de los sondeos.
- Instalación de inclinómetros y extensómetros, teniendo en cuenta que si los movimientos son rápidos, éstos pueden cortar las tuberías inclinométricas.

Los **inclinómetros** deben introducirse varios metros por debajo del plano de rotura, por lo que para su instalación se debe tener una idea aproximada de la situación de dicho plano; estos instrumentos miden la desviación (inclinación) del sondeo en dos direcciones a ángulos rectos, proporcionando curvas de desplazamientos cuya inflexión denota la situación de los planos (ver Apartado 6.6 y Figura 6.95 del Capítulo 6). Los **extensómetros** miden movimientos relativos entre la boca del sondeo y uno o varios puntos situados en el interior.

Otros sistemas más o menos complicados han sido desarrollados para detectar los planos de rotura, basados en la introducción de diversos dispositivos o elementos en los sondeos, o en la introducción de elementos en las laderas. Para más detalles se remite a Hutchinson (1983).

Si no es posible detectar las superficies de rotura de forma directa, éstas pueden deducirse a partir de la comparación entre las propiedades y características del material deslizado y del terreno *in situ* no afectado por el movimiento. En determinados tipos de materiales (suelos y rocas blandas deformables) las masas desplazadas suelen estar alteradas, desorganizadas, con fisuras, etc., y, en el caso de suelos arcillosos, presentar contrastes en su fábrica con respecto al terreno *in situ*.

Mediante análisis mineralógicos de materiales arcillosos se pueden identificar orientaciones de minerales a favor del movimiento, pudiéndose deducir la situación de las superficies de corte.

En ocasiones, se pueden tomar muestras de la superficie de deslizamiento, y realizar ensayos de laboratorio para obtener los valores residuales de los parámetros resistentes.

Para la datación de los deslizamientos se emplean técnicas de **datación absoluta** y de **dendrocronología** (Moya y otros, 1992).

Los métodos descritos permiten conocer la posición de los planos de deslizamiento o de rotura en movimientos activos, aunque, como se ha indicado, con muy bajas velocidades, siendo también válidos para los **movimientos inactivos o antiguos**, excepto aquellos que se basan en la medida u observación de los desplazamientos. Para este último caso, también pueden aplicarse otro tipo de métodos, como los **análisis micropaleontológicos**, para detectar contactos discordantes entre diferentes niveles micropaleontológicos.

La cantidad y situación de las investigaciones *in situ* depende de las características de cada caso, pero como criterio general deben realizarse:

- Sondeos en la parte de cabecera, a media ladera y en el pie del deslizamiento.
- Perfiles geofísicos longitudinales y transversales al deslizamiento.
- Medidas de movimientos superficiales a lo largo de la masa desplazada y en las grietas principales (cabecera y flancos).
- Ensayos hidrogeológicos en la cabecera y en el cuerpo del deslizamiento.
- Medidas inclinométricas.

La profundidad de los sondeos y de la geofísica debe ser suficiente para alcanzar a las zonas estables bajo las masas deslizadas (límite que en ocasiones, como se ha indicado, puede determinarse aproximadamente a partir de criterios geológicos, estratigráficos o estructurales). Es recomendable que la campaña de investigación se divida en fases para poder modificar y complementar las investigaciones en caso necesario.

Recuadro 14.1

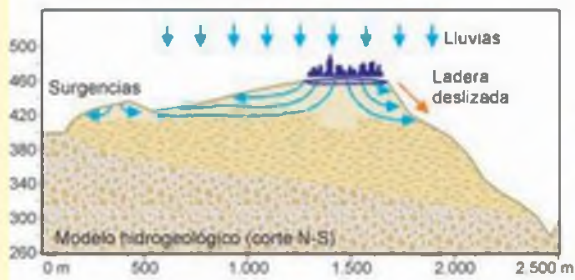
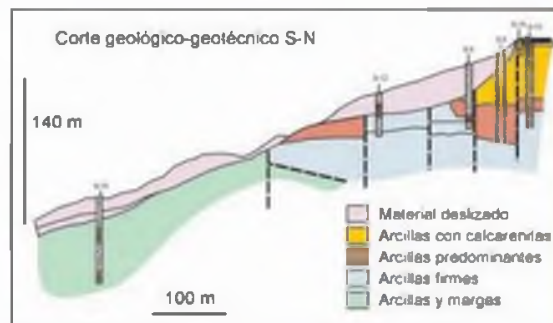
El deslizamiento de Benamejé (Córdoba)



Fotografía aérea de la ladera deslizada.



Cabecera y escarpe principal del deslizamiento.



LEYENDA

	Arenas y gravas. Cuaternario
	Caliche, calcarenitas, arcillas y costras de carbonatos. Pleistoceno-Holoceno
	Calcarenitas y arcillas con conglomerados, microbrechas y calcarenitas. Oligoceno-Mioceno Inf.
	Arcillas rojizas y verdosas con niveles calcareníticos. Plioceno-Eoceno
	Margas arenosas, margocalizas y arcillas margosas. Cretácico-Paleoceno
	Arcillas y margas abigarradas con niveles de areniscas vinosas y yesos. Facies Keuper
	Materiales deslizados
	Materiales deslizados retaluzados
	Gneta de tracción de cabecera
	Materiales deslizados antiguos
	Zonas deslizadas con bloques de conglomerados, cantos de calizas, cherts y microconglomerados
	Zonas encharcadas y arroyos
	Buzamiento de capas
	Fallas
	Fallas supuestas



Cartografía geológica de la ladera.

También deben investigarse las zonas limítrofes de la ladera inestable, sobre todo en lo que se refiere a detectar otras inestabilidades, a la caracterización geológica y al comportamiento hidrogeológico (en cuyo caso la extensión de la investigación vendrá dada por las zonas de procedencia de los flujos subterráneos).

En el Recuadro 14.1 se incluye un ejemplo del deslizamiento de Benamejé, Córdoba, con las diferentes fases y resultados de la investigación (IGME, 1998), cuyo objetivo fue diseñar las medidas de estabilización. El deslizamiento, con una longitud próxima a 1 km, en la ladera entre la población de Benamejé y el río Genil, había sufrido reactivaciones periódicas durante los últimos siglos, principalmente a causa de precipitaciones intensas, afectando a construcciones del sur de la población. En dicho Recuadro quedan reflejados los trabajos preliminares, reconocimientos de campo e investigaciones *in situ*, cartografía de detalle de la ladera y modelos establecidos en base a los resultados obtenidos. En la Figura 14.28 se presenta un esquema de las actuaciones llevadas a cabo para la estabilización del deslizamiento (Sopeña y Estaire, 2000); en la Figura 4.29 se muestra la ladera después de las obras de estabilización.

Análisis de estabilidad

Una vez conocidos los datos geológicos, hidrogeológicos y geométricos, tanto de la masa deslizada como de la ladera, y las propiedades geomecánicas de los materiales, pueden establecerse los modelos geo-



Figura 14.29 Vista de parte superior de la ladera de Benamejé tras las obras de estabilización (foto M. Ferrer).

lógico, hidrogeológico y geotécnico para llevar a cabo los análisis *a posteriori* de la estabilidad y del comportamiento de la ladera (*back analysis*).

La determinación cuantitativa de la estabilidad, en términos deterministas (mediante el cálculo del coeficiente de seguridad o mediante el cálculo de las relaciones tenso-deformacionales y de los desplazamientos admisibles) o probabilistas, es un requisito fundamental en los proyectos de ingeniería que precisan actuaciones sobre laderas con inestabilidades. En el Apartado 9.5 del Capítulo de Taludes se describen los métodos de análisis de estabilidad.

Los análisis *a posteriori* mediante los métodos de equilibrio límite proporcionan:

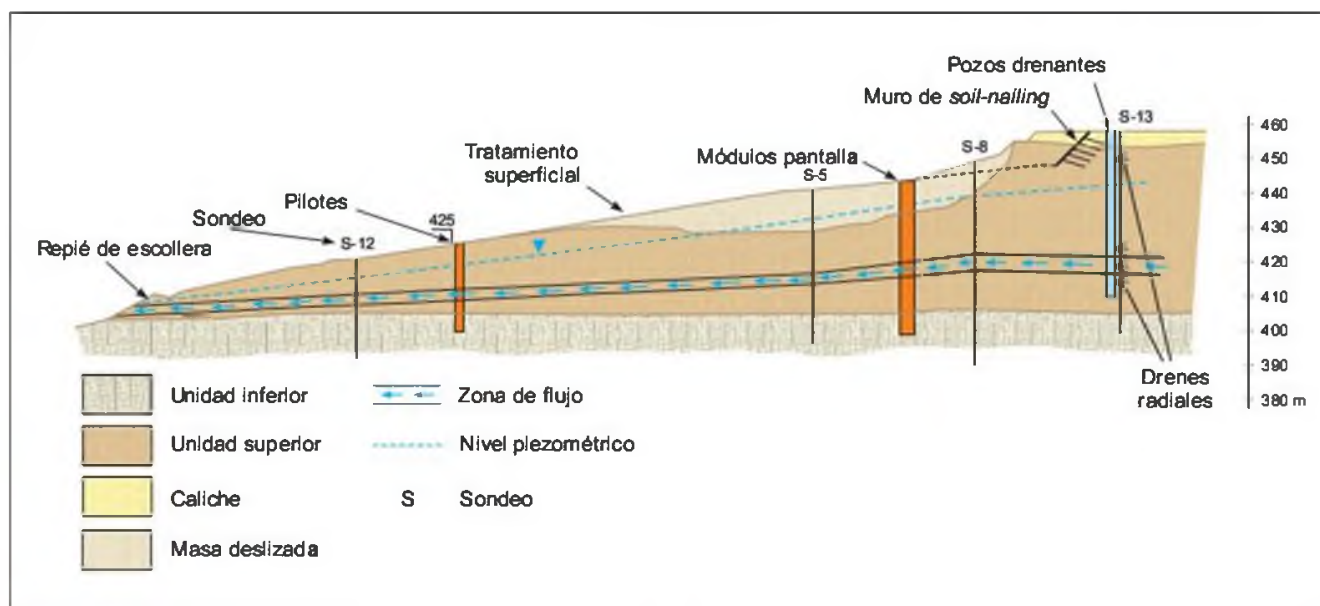


Figura 14.28 Esquema de las medidas de estabilización en el deslizamiento de Benamejé (cortesía del CEDEX, Ministerio de Fomento).

- El coeficiente de seguridad de la ladera, a partir del conocimiento de la superficie de rotura y de las propiedades de los materiales.
- Los parámetros resistentes, c y ϕ , del plano de rotura, fijando en el modelo la superficie de deslizamiento y el valor del factor de seguridad (para análisis en situaciones inestables o cercanas al equilibrio se toma $FS = 1,00$), lo que permite comparar los resultados con los datos obtenidos de laboratorio, y realizar análisis paramétricos o de sensibilidad para obtener los valores de los parámetros resistentes más representativos.

Las modelizaciones mediante **métodos tensión-deformación** permiten:

- Determinar las pautas y el modelo de comportamiento tenso-deformacional de toda la ladera, a partir de las propiedades de los materiales, y su comparación con el comportamiento real observado.
- Determinar los parámetros resistentes y deformacionales de los materiales de la ladera, modelizando o «reproduciendo» los rasgos y el comportamiento observado en campo, y la comparación de estos parámetros con los obtenidos en laboratorio.

Es conveniente comparar los resultados de ambos métodos. Debe tenerse en cuenta que los resultados de los ensayos en laboratorio, e incluso *in situ*, no suelen ser representativos de los parámetros a escala real, sobre todo en el caso de macizos rocosos, obteniéndose frecuentemente valores superiores a los que resultan de los análisis a posteriori.

El empleo de programas de ordenador permite la modelización detallada y el análisis de la rotura y del comportamiento de laderas en suelos y rocas. Programas como FLAC, UDEC, ZSOIL, PLAXIS, PHASE2, etc., permiten el análisis de casos complejos y de una gran variedad de condiciones hidrogeológicas, tensionales, etc., modelizándose también las medidas de estabilización.

Instrumentación

La instrumentación o auscultación de deslizamientos constituye la fase más avanzada de las investigaciones de detalle, y tiene por finalidad la vigilancia y la predicción del comportamiento de la ladera, además de la obtención de datos sobre el proceso. La instrumentación debe orientarse fundamentalmente a la investigación de:

- Situación de la superficie o superficies de rotura, aspecto tratado anteriormente.

- Velocidad del movimiento, su variación y distribución de los desplazamientos en la ladera.
- Posición del nivel freático y presiones de agua.

El tiempo de observación y medida de la instrumentación depende de varios factores, pero al menos debería ser de un ciclo meteorológico anual, y mayor si se quiere conocer la influencia de condiciones climáticas a más largo plazo (Sowers and Royster, 1988). Por ejemplo, si los estudios se realizan en un periodo de sequía, las medidas correctoras o estabilizadoras diseñadas, posiblemente no serán efectivas cuando cambien las condiciones y se den épocas lluviosas.

Las características y velocidad del movimiento depende del tipo de proceso, pendiente de la ladera, contenido en agua de los materiales, etc. Los datos de velocidad son necesarios para el diseño de medidas correctoras o mitigadoras. La medida de los desplazamientos y de la velocidad del movimiento puede llevarse a cabo mediante instrumentación en superficie y en profundidad (**inclinómetros**). Los valores de la velocidad, es decir de los desplazamientos en función del tiempo, permiten también conocer la evolución de los procesos y, en determinados casos, prever el «desenlace» de la rotura (ver Figura 9.72 del Capítulo 9).

Los **piezómetros** proporcionan la situación de los niveles piezométricos y las presiones de agua en los niveles en que han sido instalados. Para conocer las presiones actuando sobre la superficie de rotura, éstos deben instalarse en el plano de deslizamiento o inmediatamente por encima.

Los aspectos relacionados con la instrumentación se tratan en el Apartado 9.7 del Capítulo de Taludes, y los métodos se describen en el Apartado 6.6 del Capítulo de Investigaciones *in situ*.

Sistemas de alarma

Consisten en la instalación de diversos sistemas o instrumentos, en superficie o en profundidad, con la finalidad de detectar movimientos o medir determinados parámetros relacionados con los movimientos. Los más frecuentes son:

- Instalación de inclinómetros y piezómetros en deslizamientos o en laderas cuya inestabilidad supone riesgos importantes (por ejemplo, en laderas de embalses o de zonas urbanizadas).
- Instalación de vallas o redes de cables en laderas rocosas con peligro de desprendimientos.

En el primer caso deben ser establecidos los valores tolerables (de desplazamientos en el caso de inclinómetros o altura del agua en los piezómetros) a partir de los cuales se considera que los movimientos son peligrosos o que se puede producir la aceleración de

los mismos. Es muy importante realizar correctamente la toma de datos, preferiblemente automática, y la interpretación de las medidas obtenidas, y las decisiones deben basarse en juicios expertos. La frecuencia de medida está en función de las características del proceso y de la fase o estado de inestabilidad. Debe prestarse atención también al correcto funcionamiento y mantenimiento de los sistemas.

En base a las medidas de los niveles piezométricos pueden establecerse correlaciones con las precipita-

ciones, lo que ayuda a definir los niveles o umbrales de alarma, en relación a precipitaciones máximas horarias o diarias o precipitaciones acumuladas durante días o semanas.

Las vallas o cables para detectar la caída de bloques mediante señales eléctricas o de otro tipo (al golpear los bloques desprendidos) generalmente se instalan en laderas rocosas con vías de ferrocarril y carreteras a su pie. El sistema puede estar conectado con señales que avisen del peligro inminente.

14.4

Medidas de corrección

Las medidas de corrección o estabilización de laderas están encaminadas a prevenir los procesos y mitigar los daños. Su aplicación depende principalmente de la tipología, magnitud y velocidad de los movimientos, y pueden realizarse antes (en casos de laderas potencialmente inestables) o durante el movimiento, siempre que su velocidad lo permita. Los deslizamientos o flujos de dimensiones importantes, incluso con velocidades muy bajas, son muy difíciles o imposibles de detener. Las medidas de estabilización se describen en el Apartado 9.6 del Capítulo de Taludes.

Las actuaciones, una vez que el movimiento ha comenzado, se deciden en función de:

- El volumen de la masa inestable.
- Las pautas del movimiento, velocidad del proceso y comportamiento de la masa inestable.
- La profundidad de los planos de rotura.
- La pendiente y altura de la ladera.
- El tipo de materiales presentes.
- La accesibilidad a la ladera.

Las actuaciones más efectivas, y muchas veces las menos costosas, son las que intervienen directamente sobre las causas que desencadenan las inestabilidades. En el caso de los deslizamientos son recomendables, sobre todo cuando presentan cierta magnitud o profundidad, las obras de drenaje y la modificación de la geometría, al actuar sobre dos de los factores principales que condicionan las inestabilidades: las presiones intersticiales y la distribución de las fuerzas debidas al peso del terreno.

El drenaje y las medidas para evitar la entrada de agua son siempre beneficiosas para la estabilidad de la ladera, pero deben ser diseñadas según las características hidrogeológicas y en base a estudios de detalle, sobre todo los drenajes profundos.

En el caso de deslizamientos y movimientos tipo flujo no muy rápidos y poco profundos, las medidas más recomendables son las de drenaje superficial mediante excavación de zanjas perimetrales que eviten la llegada de agua a la masa en movimiento (Figura 14.30). Los drenajes superficiales sobre masas deslizadas deben realizarse una vez que éstas se han estabilizado (Figura 14.31).

Otras medidas, como la instalación de anclajes y bulones, son recomendables en caso de inestabilidades en macizos rocosos para evitar los deslizamientos y desprendimientos de bloques, no siendo efectivas en



Figura 14.30 Excavación de una zanja de drenaje perimetral para estabilización de un deslizamiento (foto M. Ferrer).



Figura 14.31 Sistema de zanjas de drenaje en «espina de pez» sobre una ladera inestable en el norte de Italia (foto M. Ferrer).

deslizamientos en suelos (a no ser que se instalen sobre muros o vigas que repartan las fuerzas de forma uniforme); en este último caso, son más efectivos los elementos resistentes como pilotes, muros o pantallas. En la Figura 14.32 se presenta un esquema de la estabilización de un extenso deslizamiento superficial en suelos residuales limo-arcillosos.

Estabilización y protección frente a desprendimientos rocosos

En el Apartado 9.6 del Capítulo de Taludes se describen las medidas de protección superficial, aplicables igualmente a laderas naturales. También se describen en el mismo Apartado las **medidas activas** o de estabilización frente a desprendimientos potenciales de bloques rocosos, que consisten en:

- Instalación de bulones y anclajes para fijación de bloques.
- Instalación de sistemas de cables y mallas metálicas fijados o anclados a las laderas para estabilización de zonas muy fracturadas; consiste en la colocación de una malla metálica, de doble o triple torsión, sobre la que se superponen una serie de cables formando una retícula, anclados a la roca en sus extremos y tensionados (Figura 14.33).

Existe otro tipo de actuaciones, las denominadas **medidas pasivas**, cuya finalidad es evitar los daños que los desprendimientos puedan causar a edificaciones, estructuras y vías de comunicación. Estas consisten en:

- Mallas metálicas para guiado de pequeños bloques desprendidos.
- Cunetones o zanjas para recogida de los bloques caídos.

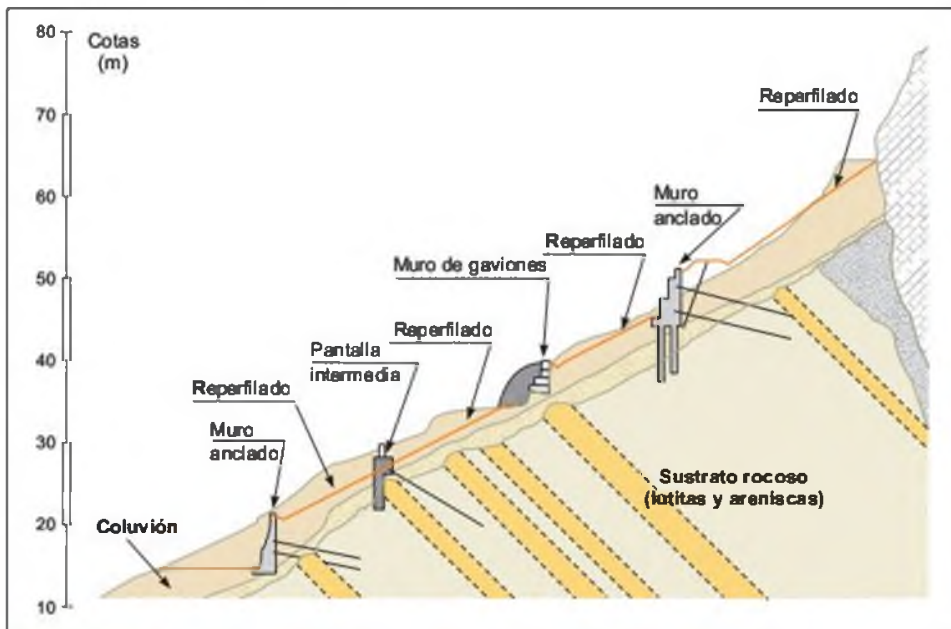


Figura 14.32 Esquema de las medidas de contención de un deslizamiento en un suelo coluvial arcillo-limoso sobre un sustrato formado por lutitas y areniscas; L'Estartit, Gerona (Rodríguez Ortiz, 1997).



Figura 14.33 Solución de estabilización de desprendimientos con redes de cable flexibles (cortesía de Geobrugg).

- Muros y «caballones» de tierra.
- Barreras estáticas para frenado y contención de los bloques.
- Barreras dinámicas con la misma finalidad anterior.
- Túneles artificiales en carreteras y ferrocarriles.

Las **mallas de guiado**, formadas por alambre de acero, se tienden desde la cabecera de la ladera, cubriendo toda su superficie hasta el pie. Sirven para guiar a los bloques rocosos en su caída, evitando que reboten y salten hacia fuera, y acumularlos en la base, donde pueden ser retirados. Son efectivas para bloques menores de $0,5 \text{ m}^3$ aproximadamente. Las mallas más resistentes son hexagonales de triple torsión de acero galvanizado.

Las **zanjas o cunetones** se excavan al pie de las laderas, siendo su finalidad retener los bloques desprendidos. La profundidad y anchura de las mismas depende del volumen de los bloques. No son efectivas en los casos en que las rocas rebotan durante la caída y se alejan de la superficie de la ladera, lo que ocurre en zonas de pendiente irregular y materiales duros. Para favorecer el frenado de los bloques se coloca en el fondo una capa de gravas o tierra. Se puede com-



Figura 14.34 Barreras estáticas formadas por postes y mallas para protección frente a deslizamientos; Liguria, Italia (foto L. González de Vallejo).

plementar la medida con una valla o barrera de malla para evitar la posibilidad de que los bloques salten fuera de la zanja.

Los **muros**, de hormigón o de gaviones, constituyen impedimentos para el avance de los bloques desprendidos, construyéndose generalmente al pie de las laderas. La desventaja de los muros rígidos es que pueden romperse más fácilmente por los impactos. También pueden colocarse «caballones» de tierra de forma trapezoidal.

Las **barreras estáticas** se colocan en la base o sobre la superficie de la ladera, con el fin de interceptar y frenar los bloques. Suelen estar formadas por postes metálicos hincados o empotrados a los que se fijan mallas metálicas resistentes (Figura 14.34). También se pueden formar solo con postes o vigas metálicas, con una separación tal que impidan el paso de bloques entre dichos postes. Al igual que los muros rígidos, pueden sufrir desperfectos por impactos de bloques de peso mayor que para los que han sido diseñadas.

Las **barreras dinámicas** o flexibles son capaces de absorber la energía de impacto de los bloques mediante deformaciones elásticas y plásticas de las mallas metálicas y elementos que las componen. Consisten en mallas de cable de acero entrelazado, soportadas por postes de acero cimentados y anclados a la ladera, y unidos entre sí mediante cables (Figura 14.35). El sistema se basa en la capacidad de deformación de los cables y en los sistemas de frenado que estos incorporan, que entran en funcionamiento ante el impacto de los bloques. Se pueden construir para frenar bloques con una energía cinética de hasta 2.500 kJ . Normalmente se instalan con una inclinación contraria a la ladera y altura de unos 3 m , aunque pueden ser más altas. El cálculo de estas barreras se realiza en función de las energías de impacto de los bloques, su tamaño, velocidad y trayectoria.



Figura 14.35 Barrera dinámica para contención de desprendimientos, Montserrat, Barcelona (foto L. González de Vallejo).

Estas barreras pueden instalarse también a modo de pórtico sobre vías de comunicación, para detener la caída libre de bloques con una energía cinética de hasta 1.000 kJ (Figura 14.36).

Los túneles artificiales protegen igualmente de los desprendimientos rocosos en carreteras y ferrocarriles. Se construyen de hormigón, y sobre su techo se coloca una capa de material granular para amortiguar el impacto de los bloques y evitar que reboten (Figura 14.37). Si los desprendimientos no son de gran volumen, el túnel artificial puede sustituirse por estructuras más ligeras o por galerías dinámicas.

El diseño de estas medidas se realiza en función de la cantidad, volumen y peso de los bloques, pendiente de la ladera, trayectoria de los bloques, ener-



Figura 14.36 Galería dinámica horizontal en la salida de un túnel para contención de desprendimientos, Montserrat, Barcelona (cortesía de Prospección y Geotecnia, S. L.).

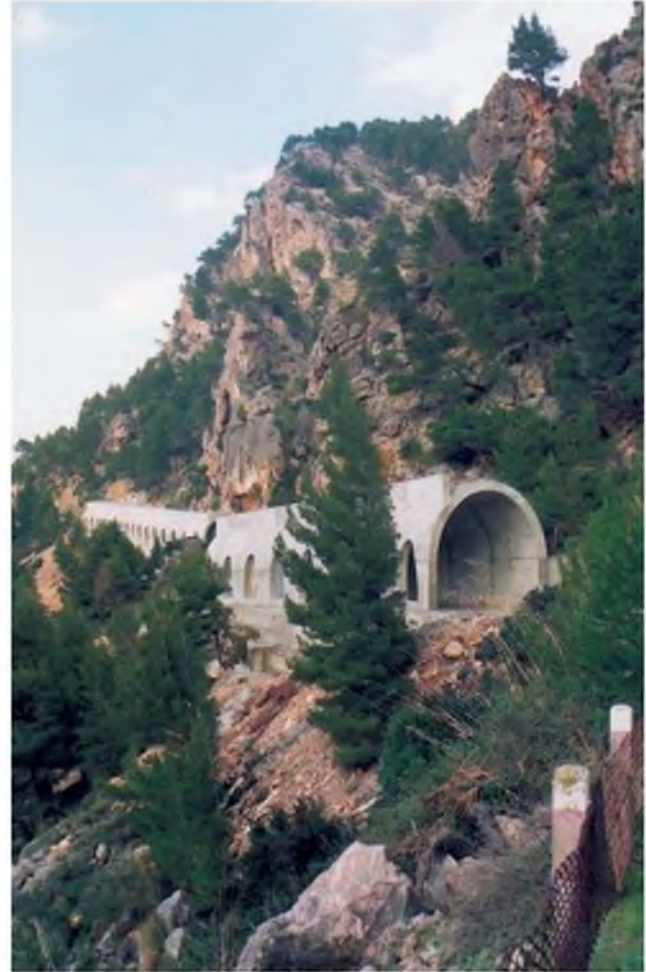


Figura 14.37 Túnel artificial para protección frente a desprendimientos en una carretera al norte de Mallorca (foto L. González de Vallejo).

gía de impacto, distancias de alcance, grado de riesgo potencial de los desprendimientos, accesibilidad a la ladera y disponibilidad de espacio para su instalación.

Las observaciones y medidas de campo proporcionan los datos más fiables para la elección y diseño de la medida más adecuada, siendo frecuente combinar varias de ellas. La estimación de los parámetros citados es importante, sobre todo en el caso de instalación de barreras y muros, debiéndose asegurar que no sufran desperfectos importantes y que los bloques no pasen por encima de ellos al rebotar en la ladera o en la zona entre el pie de la ladera y la barrera.

Existen programas de ordenador específicos (ROCKFALL, ROTOMAP) para la simulación de las trayectorias de los bloques a partir del modelo geométrico de la ladera, situación de las áreas fuente, tamaño y forma de los bloques, pendiente y materiales de la ladera, etc. Según los resultados obtenidos, se decide la situación y altura de la barrera o muro. En ocasiones,

la altura de la barrera y la distancia al pie de la ladera a la que debería colocarse para asegurar el frenado de todos los posibles desprendimientos, no son asumibles (por resultar alturas muy elevadas, por falta de espacio, etc.) y estos dos parámetros se deciden en

función de análisis probabilistas, asumiéndose un nivel de riesgo aceptable según los daños potenciales. Dependiendo de la pendiente, de la situación de las áreas fuente y de la accesibilidad, pueden también instalarse barreras intermedias a media ladera.

14.5

Hundimientos y subsidencias

Tipos de movimiento y causas

Estos procesos se caracterizan por ser movimientos de componente vertical, diferenciándose generalmente entre hundimientos, o movimientos repentinos, y subsidencias. Se pueden distinguir los siguientes tipos:

- Hundimientos de cavidades subterráneas en roca, con o sin reflejo en superficie.
- Hundimientos superficiales, en rocas o suelos.
- Subsidencias o descensos lentos y paulatinos de la superficie del terreno.

En el primer caso, los movimientos suelen ocurrir por colapso de los techos de cavidades subterráneas, más o menos profundas, al alcanzarse una situación límite en la resistencia de las rocas suprayacentes, sometidas a tensiones que no pueden soportar. Los materiales presentan un comportamiento frágil con roturas violentas. El que repercutan o no en superficie depende de la potencia y características geomecánicas de los materiales suprayacentes.

Hundimientos

Las cavidades subterráneas pueden tener origen natural o antrópico. La ocurrencia de hundimientos depende de los siguientes factores:

- El volumen y forma de las cavidades.
- El espesor de recubrimiento sobre las cavidades (o profundidad de los huecos).
- La resistencia y comportamiento mecánico de los materiales suprayacentes.

Las cavidades o cuevas naturales están asociadas a materiales kársticos o solubles, como las rocas carbonatadas y evaporíticas, donde los procesos de disolución crean huecos que, al alcanzar unas determinadas dimensiones, generan estados de desequilibrio e inestabilidad, dando lugar a la rotura de la bóveda o



Figura 14.38 Hundimiento en materiales aluviales sobre calizas (cortesía de J. J. Durán).

techo de la cavidad; si éste es poco potente o poco resistente, se hundirá la superficie del terreno. Las variaciones importantes del nivel freático en terrenos kársticos pueden dar lugar a reajustes tensionales que provocan hundimientos. También se forman cuevas en materiales volcánicos, como se trata más adelante.

El resultado en superficie de los hundimientos kársticos son las dolinas (*sinkholes*), aunque pueden también generarse por disolución de las rocas en superficie de forma paulatina o por subsidencia de los suelos blandos que recubren morfologías kársticas.

No se describen aquí los mecanismos de generación de cavidades kársticas ni los procesos de hundimiento, ampliamente tratados en la bibliografía sobre geomorfología y materiales kársticos. Los materiales evaporíticos (sales y yesos), mucho más blandos que los carbonatados, presentan mayor capacidad de disolución (ver Apartado 11.7 del Capítulo de Presas), y los movimientos de reajuste de los materiales a los huecos son continuos y paulatinos, frente al carácter generalmente brusco de los hundimientos en carbona-

tos. Las cavidades en yeso y sal no alcanzan profundidades superiores a los 200 m (Durán, 1988).

Las **coladas de lavas volcánicas** presentan cavidades debidas al enfriamiento diferencial de estos materiales, generalmente con formas tubulares (tubos volcánicos). A pesar de que los hundimientos no son frecuentes por la elevada resistencia de los materiales, sí suponen un riesgo frente a las cargas transmitidas por cimentaciones y otras obras (ver Apartado 8.5 del Capítulo de Cimentaciones).

Las **actividades antrópicas** que pueden dar lugar a hundimientos o colapsos son las **explotaciones mineras** de interior (excavación de minerales estratificados como el carbón, o minería de disolución en materiales salinos, etc.; Figuras 14.39 y 14.40) o excavaciones para otros usos, como túneles de carretera, ferrocarril o «metro», almacenamientos, etc.

Un caso de especial repercusión en cuanto a los riesgos derivados son las excavaciones en **zonas urbanas**, como los túneles del «metro», donde el escaso espesor de recubrimientos suele ser la causa principal de los colapsos o subsidencias que se producen sobre la excavación (ver Apartado 10.10 del Capítulo de Túneles).

Subsidencias

Las subsidencias son generalmente procesos muy lentos, aunque con frecuencia se aceleran por actuaciones antrópicas.

Pueden afectar a todo tipo de terrenos, generalmente a suelos, y son debidos a cambios tensionales inducidos en el terreno, por las siguientes causas:

- Descenso del nivel freático.
- Minería subterránea y túneles.
- Extracción o expulsión de petróleo o gas.



Figura 14.39 Socavón producido por el hundimiento de una antigua galería minera en la zona kárstica de El Calerizo, Cáceres (cortesía de J. J. Durán).



Figura 14.40 Hundimiento por explotación de sal por disolución, actualmente ocupado por un lago salobre; Polanco, Cantabria (cortesía de J. Gómez de las Heras).

- Explotación intensiva de acuíferos.
- Procesos lentos de disolución y lavado de materiales.
- Procesos morfotectónicos y de sedimentación.
- Procesos de consolidación de suelos blandos y orgánicos.

El **descenso del nivel freático**, por periodos de sequía o por extracción de agua de los acuíferos, afecta a materiales no consolidados, que, como consecuencia de la pérdida del agua, sufren cambios en el estado tensional (se incrementan las tensiones efectivas al disminuir la presión intersticial), reduciendo su volumen, con descenso de la cota de superficie; son procesos lentos, pero pueden afectar a grandes extensiones. Es frecuente la subsidencia en suelos arcillosos por sobreexplotación de acuíferos arenosos intercalados. La importancia de la subsidencia depende del tipo de sedimentos, su espesor y de la magnitud del descenso del nivel freático. La velocidad del proceso puede ser de varios centímetros al año. En ocasiones, las deformaciones del terreno son recuperables en parte ante nuevos cambios en las condiciones hidrológicas si no han superado el límite elástico.

La subsidencia supone un riesgo cuando ocurre en zonas urbanas, al dañar y agrietar las edificaciones y afectar a sus cimientos. Otras consecuencias son las inundaciones en zonas costeras, los cambios en el drenaje, etc. Un ejemplo de subsidencia por descenso del nivel freático en una zona urbana se presenta en el Recuadro 14.2.

Hay materiales especialmente susceptibles a los procesos de subsidencia, como los suelos orgánicos o turberas y los rellenos no compactados. Los suelos tipo *permafrost* de las regiones frías (ver Apartado 2.9 del Capítulo 2), que permanecen permanentemente congelados por debajo de la superficie, pueden sufrir



Recuadro 14.2

Ejemplo de subsidencia por descenso del nivel freático en la ciudad de Murcia

En el periodo 1994-1996 se manifestaron en la ciudad de Murcia los efectos de una subsidencia generalizada a causa de un descenso del nivel freático de hasta 8 m, resultando asientos y agrietamientos en unas 150 edificaciones, siendo los edificios antiguos con cimentación superficial los más dañados. Las pérdidas parciales estimadas superaron los 36 millones de euros.

Los factores determinantes del proceso fueron:

- La ubicación de la ciudad sobre depósitos de llanura de inundación, fundamentalmente compuestos por arcillas y limos blandos.

- La sequía que afectó a la zona desde 1992.
- La extracción de agua subterránea.

La reducción de las presiones intersticiales en el subsuelo dio lugar a la consolidación del terreno en los tramos blandos superficiales. El asentamiento medio se estimó en 2-3 cm, obteniéndose valores máximos teóricos por modelización matemática de 8 cm.

En la Figura adjunta se presenta un mapa de los asentamientos estimados en el casco urbano.



Mapa de asentamientos estimados en la ciudad de Murcia por subsidencia provocada por descenso del nivel freático (cortesía del IGME y COPOT, Región de Murcia)

subsidencia si por algún motivo se aumenta la temperatura del subsuelo y se descongela el agua.

La extracción de gas y petróleo da lugar a que el terreno suprayacente se deforme en función de la profundidad y volumen extraído. Cuando las extracciones tienen lugar a gran profundidad, donde la compre-

sibilidad de las rocas es baja, juega un papel importante la rotura de los granos minerales de las rocas que contienen a los fluidos.

Ejemplos espectaculares de subsidencia por combinación de extracción de petróleo y agua han ocurrido en Long Beach, Los Ángeles, y en el Valle de S. Joa-

quín, California (EE.UU.), superándose los 9 m; en el segundo caso, los niveles freáticos se han deprimido en algunas zonas hasta 150 m, y la cuenca de subsidencia es la mayor del mundo, con una extensión de 9.900 km² (Walther, 1989).

La **subsidencia minera** se produce como consecuencia de las deformaciones inducidas en el terreno por las explotaciones. Su magnitud y extensión está relacionada con el tipo de materiales y con el volumen y método de explotación. Las subsidencias más frecuentes aparecen asociadas a la explotación de yacimientos estratificados subhorizontales y masivos (carbón, evaporitas) y depósitos metálicos con disposición vertical o inclinada (diques, venas). La predicción de la subsidencia es difícil, y puede aparecer años después de abandonada una explotación minera; en el caso de capas subhorizontales, suele ser de menor magnitud, aunque puede alcanzar una gran extensión, y es más fácil de predecir. Los modelos basados en medidas instrumentales y los análisis numéricos permiten evaluar la subsidencia minera (IGME, 1986); también existen correlaciones empíricas entre la máxima subsidencia y el espesor de las capas, profundidad y extensión de la explotación. Los procesos de subsidencia por minería pueden afectar a suelos y a macizos rocosos, así como a laderas. Los fenómenos de subsidencia y hundimiento pueden aparecer simultáneamente; la Figura 14.40 corresponde a un hundimiento local dentro de una zona afectada por subsidencia generalizada.

La **excavación de túneles** puede también provocar subsidencias, sobre todo en zonas de bajo espesor de recubrimiento y en suelos poco resistentes.

En **terrenos kársticos** pueden darse subsidencias por disolución en dolinas rellenas de arcilla o en zonas con coberteras de suelos relativamente potentes (Durán, 1988).

La subsidencia puede también estar asociada a **procesos tectónicos y de consolidación de sedimentos arcillosos**, como es el caso de los deltas, donde las tasas de material depositado suponen una carga creciente sobre el sustrato, produciéndose movimientos verticales de reajuste. Las **turbas** (depósitos no consolidados de restos vegetales descompuestos) sufren frecuentemente subsidencia por disminución del contenido en agua o por cargas externas, dada su elevada comprensibilidad.

La ciudad de Venecia es un ejemplo clásico de subsidencia, acentuada desde la década de los 40 del siglo pasado por la extracción de agua subterránea, incrementándose varias veces los valores medios de la subsidencia natural, menores de 0,5 mm/año, hasta alcanzar 1-2 cm/año en la década de los 60. La subsidencia se desaceleró al suspenderse el bombeo intensivo (Murk y otros, 1996; Walther, 1989).

La ciudad de México es otro ejemplo de subsidencia regional, con valores máximos superiores a los 8 m en los últimos 250 años, debida fundamentalmente a la consolidación de las arcillas lacustres sobre las que se asienta.

Investigación de los procesos

Los reconocimientos para evaluar la posibilidad de movimientos en una zona deben ir encaminados a identificar:

- Litologías susceptibles de sufrir hundimientos o colapsos por procesos naturales: rocas carbonatadas, yesos, sales, etc. (en general materiales kársticos y salinos) y zonas con cavidades subterráneas y hundimientos superficiales.
- Litologías blandas y deformables.
- Zonas con procesos naturales o antrópicos que puedan desencadenar procesos de subsidencia.

En el primer caso, el relieve y la morfología del terreno suelen ser indicadores de los procesos de disolución que están actuando sobre los materiales, y del grado de evolución de los procesos; el reconocimiento de las litologías es inmediato a partir de cartografías geológicas de detalle. En el segundo caso, las litologías susceptibles pueden ser variadas, pero generalmente corresponden a materiales finos y blandos, deformables, con baja resistencia (zonas de llanuras de inundación, rellenos de lagos, fangos, turberas, etc.). El tercer punto incluye, generalmente, las áreas con minería subterránea y las áreas sometidas a variaciones importantes del nivel freático (tanto por cambios estacionales o pluri-anales como por explotación de acuíferos).

La combinación de litologías susceptibles y factores desencadenantes permite definir las áreas potencialmente peligrosas.

La **detección de cavidades** subterráneas puede resultar difícil según su tamaño y profundidad. Los métodos más efectivos son los geofísicos y la realización de sondeos. Los primeros se pueden aplicar con limitaciones en zonas amplias en donde se sospecha la existencia de huecos, siendo los más efectivos la gravimetría y microgravimetría (para cavidades a poca profundidad) y el geo-radar. Los **sondeos** son los más fiables, pero cuentan con el inconveniente de que si no se conoce o sospecha la situación posible de las cavidades, puede ser necesario un gran número de ellos en la investigación. No permiten conocer el volumen de los huecos, pero sí su profundidad. Además de los sondeos convencionales, pueden realizarse perforaciones a rotoperusión menos costosas. En el interior de los sondeos o taladros a rotoperusión pueden introducirse cámaras de televisión para la obser-

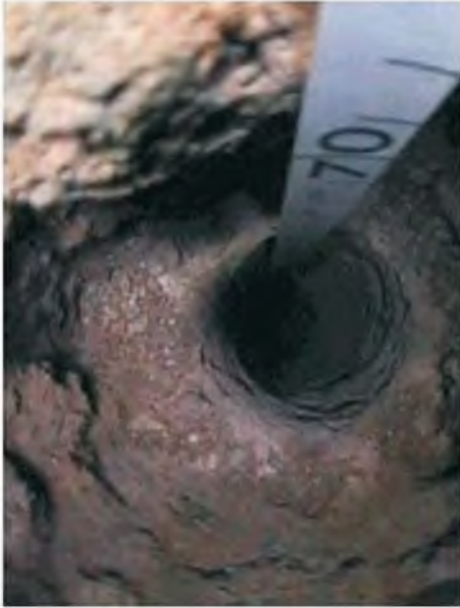


Figura 14.41 Imagen de una grabación con cámara de televisión en el interior de un taladro realizado a rotopercusión, donde se observa una cavidad en coladas basálticas (cortesía de L. Cabrera).

vación de las características y magnitud de las cavidades (Figura 14.41).

La **subsistencia**, incluso con desarrollo muy lento, se puede medir con instrumentación adecuada (medidas taquimétricas, extensómetros, etc.), estimando las

velocidades del proceso para predecir la evolución y consecuencias futuras. Los procesos causados por la extracción de agua, gas o petróleo pueden predecirse con antelación, en función de los volúmenes que se extraigan.

Medidas de corrección

Ante la imposibilidad de evitar los procesos de hundimiento y subsistencia de cierta magnitud, las medidas para paliar sus efectos deben basarse en la prevención de estos fenómenos.

En el caso de cavidades, la solución es el relleno de las mismas, previo conocimiento de su volumen y profundidad, y asegurarse de que el proceso no esté activo; en ocasiones, si el proceso es activo, los rellenos deben ser realizados periódicamente (ver Apartado 8.5 del Capítulo de Cimentaciones).

La subsistencia puede prevenirse y controlarse actuando sobre los procesos que la provocan. Si los materiales afectados no han sobrepasado las deformaciones elásticas, éstas pueden recuperarse si se vuelve a las condiciones iniciales de equilibrio, por ejemplo en el caso de descenso del nivel freático. En las excavaciones subterráneas, la subsistencia puede prevenirse mediante inyecciones y tratamientos previos de consolidación del terreno (ver Apartado 10.10 del Capítulo de Túneles).

14.6

Prevención de riesgos por movimientos del terreno

Los daños causados por los deslizamientos y los hundimientos dependen de la velocidad y magnitud de estos procesos. Los movimientos de ladera rápidos son los que ocasionan mayores riesgos y pueden causar víctimas, mientras que los lentos y las subsistencias presentan menor potencial de daños. Los hundimientos causan daños cuando repercuten en superficie; el riesgo está asociado, más que al proceso en sí, a los efectos en superficie. En muchas ocasiones los procesos de mayor riesgo son de pequeña escala, como los desprendimientos de bloques rocosos y los colapsos repentinos. Frente a los movimientos de gran magnitud, la **prevención** es la actuación más efectiva para evitar los riesgos.

Los movimientos de ladera implican a cualquier tipo de materiales, relieve y zona climática, extendiéndose por toda la superficie terrestre, mientras que los hundimientos se circunscriben a zonas con unas características litológicas, o de otro tipo, determinadas, descritas anteriormente.

En España, debido a factores como su accidentado relieve, variada geología y condiciones climáticas, los **movimientos de ladera** tienen gran importancia, suponiendo las mayores pérdidas económicas provocadas por procesos geodinámicos externos (sin considerar la erosión y las inundaciones), y ocasionando daños sobre todo en zonas urbanas y en vías de comunicación. Las pérdidas estimadas son de unos 150 mi-

lones de euros anuales (IGME, 1987); la reducción de pérdidas por aplicación de medidas de prevención y mitigación ha sido evaluada en torno al 90 %. En países como Japón o Italia, las pérdidas estimadas superan los 2.000 millones de dólares anuales, y los 1.300 en Estados Unidos (Schuster, 1996a). Según la UNESCO-IAEG, entre 200 y 300 muertos son atribuibles directamente a deslizamientos cada año en el mundo, sin considerar los deslizamientos provocados por terremotos. El mayor número de víctimas causado en España por deslizamientos, casi 100 muertos, se produjo en Azagra, Navarra, en 1874, como consecuencia del desplome de un talud de yesos que sepultó parte del pueblo.

A pesar de las mejoras en el reconocimiento, prevención y sistemas de emergencia, los daños por movimientos de ladera en el mundo van en aumento. Según Schuster (1996a) las causas son:

- Aumento de la urbanización y desarrollo en áreas expuestas a deslizamientos.
- Deforestación de áreas con deslizamientos potenciales.
- Aumento en la precipitación regional en determinadas zonas debido a cambios climáticos.

Cuando los deslizamientos se producen como consecuencia de terremotos o tormentas que actúan con intervalos de tiempo muy irregulares, su ocurrencia no se puede predecir en el tiempo, pero sí conocerse y cartografiarse los factores y condiciones geológicas que hacen que una zona sea susceptible, mostrando las áreas de alta peligrosidad durante una posible tormenta o terremoto. Este tipo de mapas ayuda a planificadores, propietarios y aseguradores a valorar los riesgos potenciales.

Los deslizamientos masivos o los grandes flujos de cientos de miles de toneladas, que pueden alcanzar velocidades superiores a los 100 km/h, son mecanismos poco frecuentes; por lo general, cuanto mayores son los deslizamientos con menos frecuencia se producen. Este tipo de fenómenos normalmente deja cicatrices y otros signos reveladores en el paisaje, que permiten reconocer las zonas afectadas durante muchos años, incluso siglos, después de producirse. Los grandes movimientos naturales se pueden prevenir a partir de evidencias de antiguos deslizamientos prehistóricos y estudios de peligrosidad. El desastre de Vajont en Italia pudo haberse evitado ante las abundantes señales de deslizamientos en el valle, y las condiciones geológicas propicias para la generación de roturas masivas.

Con respecto a los **hundimientos**, a pesar de su velocidad, es difícil que causen víctimas o daños importantes, excepto en zonas urbanas o en vías de comunicación. En muchas ocasiones, se producen ante la carga de estructuras y edificios construidos en zonas

kársticas. La **subsistencia** causada por actividades antrópicas puede dar lugar a pérdidas económicas cuantiosas cuando los procesos son extensos y afectan a zonas urbanas. La asociada a procesos geológicos naturales se desarrolla a unas velocidades tan lentas que no tiene incidencia a corto o medio plazo. Los daños causados por estos procesos suelen estar muy localizados, y generalmente consisten en (Suárez y Regueiro, 1997):

- Destrucción y daños por asientos diferenciales y grietas en el terreno.
- Invasión del agua sobre las zonas bajas junto a mares, ríos o lagos.
- Pérdidas y filtraciones en embalses.
- Cambios en el flujo de agua en canales, drenajes, desagües, etc.
- Colapso de tuberías de pozos de agua y petróleo.
- Contaminación de agua subterránea a favor de grietas producidas por la subsistencia.

Las pérdidas por estas causas en Estados Unidos se han evaluado en 500 millones de dólares anuales.

Por lo general, los movimientos de laderas y las subsistencias y hundimientos se pueden prevenir, lo que unido al hecho de que los costes de los trabajos de prevención generalmente son menores que los de corrección una vez que los procesos se han desencadenado, hace que los daños económicos y sociales causados tengan que ver con actuaciones negligentes y con la falta de conocimiento de los procesos que afectan al medio geológico y sus interacciones con las obras y actividades humanas.

La prevención se basa en la identificación y estudio de los procesos y factores que los controlan, lo que permite la realización de mapas previsoros para su aplicación a labores de ordenación y uso del territorio. La mitigación de los riesgos puede llevarse a cabo mediante medidas pasivas (restricciones de uso, desarrollo de sistemas de control de movimientos, etc.). Las **medidas de prevención y mitigación** frente a los movimientos del terreno se describen en el Apartado 13.4 del Capítulo 13.

Mapas de susceptibilidad y de peligrosidad

Los mapas de **movimientos del terreno** tienen por finalidad, además de asegurar el correcto uso del territorio y prevenir los riesgos, servir de base para los estudios de detalle para el diseño y construcción de obras de ingeniería. Las representaciones cartográficas pueden incluir:

- Localización de los procesos y zonas afectadas (densidad, distribución y grado de actividad de los procesos).

- Representación de los factores que los condicionan.
- Representación de las zonas susceptibles.
- Zonificación de la peligrosidad.

Estos tipos de mapas, sus contenidos y metodologías generales se describen en el Apartado 13.5 del Capítulo 13. La identificación directa o indirecta (por sus efectos o daños) de inestabilidades y de los factores que las condicionan no presenta problemas importantes, excepto los asociados a la obtención de los datos representativos y cuantitativos del terreno y de los procesos, sobre todo en profundidad. Sin embargo, la diversidad de factores de tipo geológico, geomorfológico, geomecánico, meteorológico, etc., que controlan los movimientos del terreno, hace que los trabajos cartográficos para establecer las zonas de inestabilidades potenciales y su posibilidad de ocurrencia sean complejos, máxime si se intenta la cuantificación y el tratamiento determinista o probabilista de los factores. La cartografía está basada en estudios de campo, apoyados con técnicas de sensores remotos, entre los que se incluyen fotografía aérea y de satélite, y en la aplicación de los sistemas de información geográfica (ver Figura 14.25 y Figura 13.3 del Capítulo 13).

Las **cartografías de peligrosidad** representan la posibilidad o probabilidad de ocurrencia de los procesos en un área determinada y para un periodo de tiempo dado, zonificando el territorio en diferentes grados. Para ello, deben ser considerados, además de los factores condicionantes, todos los posibles factores desencadenantes, tanto naturales como antrópicos. La metodología general para la realización de mapas de peligrosidad se presenta en la Figura 13.4 del Capítulo 13.

Mapas de movimientos de ladera

Los **mapas de susceptibilidad** pueden prepararse por diferentes métodos:

- **Evaluación directa** o «experta» a partir de reconocimientos y **cartografía geomorfológica** de campo; la calidad depende de la experiencia y criterios del profesional a la hora de evaluar la potencialidad de los fenómenos según los materiales y características de las laderas y de los deslizamientos presentes, que son reflejados con el mayor detalle posible que permita la escala de trabajo. Al basarse en trabajos de campo, es más frecuente en estudios locales, aunque el método puede aplicarse a escala regional.
- **Superposición de mapas de factores** condicionantes (pendientes, litologías, depósitos de materiales sueltos, etc.) con el mapa de procesos inestables, definiendo las zonas susceptibles y el

grado de susceptibilidad cualitativa por la presencia de los factores que confluyen en las zonas inestables (por ejemplo, pendientes elevadas, materiales blandos y alterados, niveles freáticos cercanos a superficie, falta de vegetación en la ladera, etc.); aplicable a escalas medias.

- **Combinación de factores**, dividiendo cada uno de ellos en varias clases y asignando un peso a cada clase (en términos cuantitativos) según su contribución a la inestabilidad, evaluada con criterios basados en los reconocimientos de campo y a partir de la distribución y densidad de las inestabilidades presentes en la zona. El área de estudio se suele dividir en celdas o polígonos, y se definen funciones matemáticas o matrices para obtener las puntuaciones finales de cada celda para diferentes combinaciones de factores, decidiendo las más representativas según el ajuste con el mapa inventario de procesos. Este método es válido en zonas con condiciones homogéneas y a escalas medias. La aplicación de **sistemas de información geográfica** permite el tratamiento automático de la información y la realización de numerosos análisis con diferentes combinaciones.
- **Métodos probabilistas**, con la misma metodología anterior pero basados en la determinación estadística de la contribución de los diferentes factores a los movimientos (a partir del análisis de los procesos en la zona) y las combinaciones entre ellos.
- **Métodos deterministas** basados en el cálculo de la estabilidad de las laderas de una zona; aplicable únicamente a gran escala (1:5.000 o mayor).

En el caso de los **mapas de peligrosidad**, la predicción temporal de ocurrencia de movimientos se puede establecer en base a (Alonso, 1987):

- Correlación directa con las lluvias.
- Medición de los movimientos.
- Medición de presiones intersticiales.

El primer método se basa en la relación entre precipitaciones y movimientos de ladera, al actuar las primeras como factor desencadenante; su validez es mayor en caso de zonas propensas a movimientos superficiales en materiales sueltos o blandos, y puede emplearse para prevención a largo plazo. Los métodos basados en la observación de movimientos implican el control y la instrumentación de las laderas inestables con la finalidad de medir los desplazamientos, obtener las relaciones tiempo-desplazamiento y predecir, en base a los movimientos registrados, el momento de la rotura (ver Figura 9.72 del Capítulo 9); son apli-

cables a gran escala y corto plazo, lo mismo que sucede con el tercer método, basado en la relación existente, en determinados casos, entre la posición del nivel freático y la ocurrencia de deslizamientos.

El principal inconveniente de la predicción temporal de movimientos de ladera es que se necesitan datos cuantitativos de los factores que desencadenan las inestabilidades en una zona determinada (registros históricos detallados, datos instrumentales). Las predicciones pueden ser válidas en deslizamientos concretos o en áreas limitadas, no siendo aplicables a grandes extensiones por su complejidad y el elevado coste de la instrumentación. Los datos obtenidos para una determinada zona no son extrapolables, por la variabilidad de las condiciones.

También pueden establecerse correlaciones entre terremotos y ocurrencia de movimientos en zonas sísmicas a partir de observaciones y datos históricos.

Mapas de hundimientos y subsidencias

La diferencia fundamental con los mapas de movimientos de ladera es que tanto los factores condicionantes como los desencadenantes son más limitados. En la cartografía de hundimientos y subsidencias, se pueden diferenciar dos casos:

- Zonas donde la ocurrencia de los procesos depende de la presencia de determinadas litologías susceptibles, como zonas kársticas o suelos blandos (independientemente de los factores desencadenantes, naturales o antrópicos).
- Zonas donde las actuaciones antrópicas (generalmente excavaciones) pueden desencadenar procesos en materiales no susceptibles a priori.

En el primer caso los **mapas de susceptibilidad** se basan, al igual que para los movimientos de ladera, en la cartografía de procesos existentes y de factores condicionantes. Así, para evaluar la potencialidad de hundimientos en zonas kársticas, los factores a considerar son la litología y el grado de karstificación, lineaciones estructurales (a favor de las cuales se desarrollan los procesos de disolución), propiedades geomecánicas de los materiales, factores hidrogeológicos y climáticos, etc., considerando también, si es el caso, factores sísmicos y antrópicos. Los karst yesíferos y salinos y los karst cubiertos son más susceptibles a los movimientos.

En el caso de susceptibilidad por subsidencia, se deberá considerar la presencia de materiales blandos compresibles, las posibles variaciones del nivel freático y aquellos otros factores, antrópicos y naturales, que puedan incidir en los movimientos. La Figu-

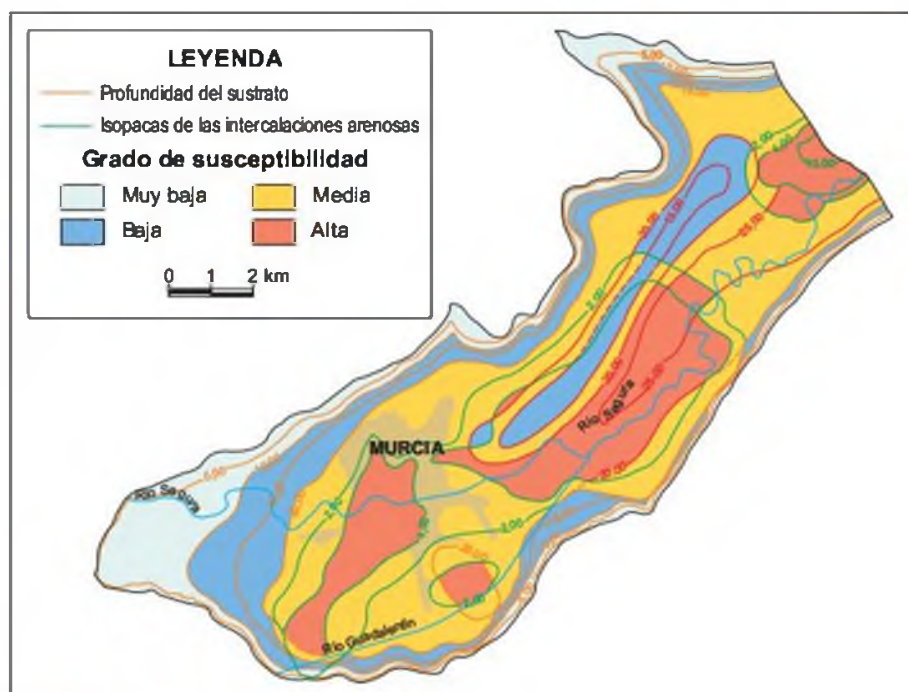


Figura 14.42 Mapa de susceptibilidad a la subsidencia de la Vega media del Segura, Murcia, por descenso del nivel freático, considerando un periodo de sequía de 2 años; la estimación se ha realizado en función de la profundidad del sustrato firme y de la intercalación de niveles arenosos entre los materiales blandos que constituyen el subsuelo (cortesía del IGME y COPOT, Región de Murcia).

ra 14.42 presenta un ejemplo de mapa de susceptibilidad a escala media.

Cuando las causas son humanas, los mapas de susceptibilidad y de peligrosidad se realizan en base a la situación de las labores mineras o excavaciones de otro tipo que pueden ser causa de inestabilidades, de-

biendo considerar también las características mecánicas de los materiales y la influencia de las variaciones del nivel freático en su comportamiento.

En ambos casos pueden realizarse mapas cuantitativos siempre que se disponga de datos, o sea posible evaluar los valores de subsidencia en una zona determinada.

Bibliografía recomendada

- Corominas, J. Ed. (1989). Estabilidad de taludes y laderas naturales. Monografía n.º 3. Soc. Esp. de Geomorfología. Zaragoza.
- Dikau, R., Brundsen, D., Schrott, L. e Ibsen, M. L., Eds. (1996). Landslide recognition. Identification, movement and causes. John Wiley & Sons.
- Schuster, R. L. y Krizek, R. J., Eds. (1988). Landslides. Analysis and control. 5th printing. Special Rep. 176. Trans. Research Board. Nat. Academy of Sciences. U.S.A.
- Turner, A. K. y Schuster, R. L., Eds. (1996). Landslides. Investigation and mitigation. Special Rep. 247. Trans. Research Board. Nat. Academy Press. U.S.A.
- Varnes, D. J. (1984). Landslide hazard zonation: a review of principles and practice. Natural Hazard, 3. UNESCO.

Referencias bibliográficas

- Alonso, E. (1987). Riesgos geológicos asociados a las avenidas y su previsión. En: Avenidas. Sistemas de previsión y alarma. Berga, L. y Dolz, J., Eds. Colegio de Ing. de Caminos. Madrid, pp. 37-58.
- Bernal, A. (2001). Estabilidad de taludes en terremotos. El deslizamiento de las Colinas, El Salvador, en el terremoto del 13 de enero de 2001. II Congreso Iberoamericano de Ingeniería Sísmica. Asoc. Esp. Ing. Sísmica. Madrid.
- Casale, R. y Margottini, C., Eds. (1995). Meteorological events and natural disaster. Report on a CEC field mission in Piedmont of 4-6 november 1994. Enea-Civita Consorcio.
- Corominas, J. y García Yagüe, A. (1997). Terminología de los movimientos de ladera. IV Simposio Nacional sobre Taludes y Laderas Inestables. Granada, vol. III, pp. 1051-1072.
- Corominas, J., Remondo, J., Farias, P. y otros (1996). Debris flow. En: Landslide recognition. Identification, movement and causes. Dikau, Brundsen, Schrott e Ibsen Eds. John Wiley & Sons. pp. 161-180.

- Cruden, D. M. y Varnes, D. J. (1996). Landslides types and processes. En: Landslides. Investigation and mitigation. Turner and Schuster Eds. Special Rep. 247. Trans. Reserarch Board. Nat. Academy Press. U.S.A. Chapter 3.
- Dikau, R., Brundsen, D., Schrott, L. e Ibsen, M. L. (1966). Introduction. En: Landslide recognition. Identification, movement and causes. Dikau, Brundsen, Schrott e Ibsen Eds. John Wiley & Sons. pp. 1-12.
- Durán, J. J. (1988). Riesgos asociados al karst. En: Riesgos geológicos. IGME. Pp. 261-279.
- EPOCH (1993). Flageolet, J. C. Ed. Temporal occurrence and forecasting of landslides in the European Community, vol. 1. Contract n.º 90.0025.
- Ferrer, M. y Ayala, F. (1996). Landslides climatic susceptibility map of Spain. En: Landslides. Proc. 8.º Int. Conf. and Field trip on Landslides. Chacón, Irigaray y Fernández Eds. pp. 323-333.
- Ferrer, M. y Ayala, F. (1997). Relaciones entre desencadenamiento de movimientos y condiciones meteorológicas para algunos deslizamientos de España. IV Simposio Nacional sobre Taludes y Laderas Inestables. Granada. Vol. I, pp. 185-198.
- Gostelow, T. P. (1991). Rainfall and landslides. En: Prevention and control of landslides and other mass movements. Commission of the European Communities. Almeida-Teixeira, Fantechi, Oliveira and Gomes Coelho Eds. Report EUR 12918 EN. Pp. 139-161.
- Hutchinson, J. N. (1983). Methods of locating slip surfaces in landslides. Bull. Assoc. Eng. Geologists. Vol. XX, n.º 3, pp. 235-252.
- Hutchinson, J. N. (1988). General Report: Morphological and geotechnical parameters of landslides in relation to geology. Proc. 5th Int. Symposium on Landslides, Lausanna. Tomo 1, pp. 3-36.
- IGME (1986). Hundimientos mineros. Madrid.
- IGME (1987). Impacto económico y social de los riesgos geológicos en España. Madrid.

- IGME (1994). Meteorological factors influencing slope stability. Report European Project Meffist.
- IGME (1998). Informe sobre el deslizamiento de Benamejé. Madrid.
- Keaton, J. R. y De Graff, J. V. (1996). Surface observation and geologic mapping. En: Landslides. Investigation and mitigation. Transportation Research Board. Spec. Rep 247. Turner and Schuster Eds. Chapter 9.
- Mateos, R. (2000). Los movimientos de ladera de la Serra de Tramuntana (Mallorca). Tesis doctoral. Dpto. de Geodinámica. Universidad Complutense. Madrid.
- Moya, J., Corominas, J., Gutierrez, E. y Vilaplana, J. M. (1992). Datación de movimientos de ladera mediante la dendrocronología. III Simp. Nac. de Taludes y Laderas Inestables, La Coruña. Vol. I, pp. 27-38.
- Murk, B. W., Skinner, B. J. y Porter, S. C. (1996). Environmental geology. John Wiley and Sons.
- Rib, H. T. y Liang, T. (1988). Recognition and identification. En: Landslides. Analysis and control. 5th printing. Schuster and Krizek Eds. Special Rep. 176. Trans. Reserarch Board. Nat. Academy of Sciences. U.S.A. Chapter 3.
- Rodríguez Ortiz, J. M (1997). La utilización de pilotes y pasadores en la corrección de deslizamientos. Teoría y aplicaciones. IV Simposio Nacional sobre Taludes y Laderas Inestables. Granada. Vol. III, pp. 1013-1049.
- Schuster, R. L. (1996a). Socioeconomic significance of landslides. En: Landslides. Investigation and mitigation. Transportation Research Board. Spec. Rep 247. Turner and Schuster Eds. Chapter 2.
- Schuster, R. L. (1996b). The 25 most catastrophic landslides of the 20th century. En: Landslides. Proc. 8.^a Int. Conf. and Field trip on Landslides. Chacón, Irigaray y Fernández Eds. Pp. 53-62.
- Soeters, R. y Van Westen, C. J. (1996). Slope instability recognition, analysis and zonation. En: Landslides. Investigation and mitigation. Transportation Research Board. Spec. Rep 247. Turner and Schuster Eds. Chapter 8.
- Sopeña, L. M. y Estaire, J. (2000). Dimensionamiento de las pantallas de contención del deslizamiento de Benamejé, Córdoba. Procc. Simp. Geotecnia e Infraestr. del Transporte, Barcelona. Soc. Esp. Mec. del Suelo e Ing. Geotécnica, pp. 649-659.
- Sowers, G. F. y Royster, D. L. (1988). Field investigation. En: Landslides. Analysis and control. 5th printing. Schuster and Krizek Eds. Special Rep. 176. Trans. Reserarch Board. Nat. Academy of Sciences. U.S.A. Chapter 4.
- Suárez, L. y Regueiro, M., Eds. (1997). Varios autores. Guía ciudadana de los riesgos geológicos. The American Institute of Professional Geologists. Versión española. Ilustre Colegio Oficial de Geólogos de España. Madrid.
- Varnes, D. J. (1984). Landslides hazard zonation: a review of principles and practice. Natural Hazard 3. UNESCO.
- Varnes, D. J. (1988). Slope movement types and processes. En: Landslides. Analysis and control. 5th printing. Schuster and Krizek Eds. Special Rep. 176. Trans. Reserarch Board. Nat. Academy of Sciences. UU.EE. Fifth printing. Chapter 2.
- Walsh, A. C. (1989). Ground subsidence. Blackie. Chapman and Hall.



CAPÍTULO 15

RIESGO SÍSMICO

CONTENIDO

1. Introducción
2. Fallas y terremotos
3. Análisis de la sismicidad
4. Análisis de la peligrosidad sísmica
5. Respuesta sísmica en el emplazamiento
6. Efectos inducidos por los terremotos en el terreno
7. Aplicaciones en ingeniería geológica

15.1

Introducción

La destrucción que acompaña a un gran terremoto tiene incalculables consecuencias en todos los ámbitos de la sociedad y del territorio afectado, siendo la prevención y las medidas de mitigación el único medio eficaz hasta el presente de evitar sus consecuencias. La ingeniería geológica, como disciplina tanto geológica como geotécnica, contribuye en los siguientes aspectos fundamentales al estudio del riesgo sísmico:

- Evaluación de las condiciones sísmicas y geológicas de emplazamientos para obras de ingeniería.
- Determinación de la peligrosidad sísmica y efectos inducidos por los terremotos.
- Cálculo de las propiedades dinámicas del terreno y su respuesta sísmica.
- Criterios geológicos y sísmicos para el diseño sismoresistente.

- Preparación de mapas de microzonación para la planificación urbana.
- Análisis de vulnerabilidad de edificios, infraestructuras, etc.
- Medidas de prevención, protección civil y asistencia en caso de catástrofe.

En relación con estos aspectos se desarrollan en el presente capítulo los siguientes temas:

- Influencia de las fallas en la peligrosidad sísmica.
- Cálculo de la peligrosidad.
- Influencia de las condiciones locales en la respuesta sísmica.
- Riesgo de licuefacción, deslizamientos inducidos y roturas superficiales por fallas.
- Aplicaciones a la selección de emplazamientos, microzonación y vulnerabilidad.

15.2

Fallas y terremotos

Las fallas como fuente de los terremotos

Uno de los aspectos básicos para el estudio y evaluación de la peligrosidad sísmica es la caracterización de las fuentes de los terremotos. La tectónica de placas explica la distribución de la sismicidad a escala global, permitiendo distinguir entre zonas sísmicamente activas, que coinciden con límites de placas litosféricas, y zonas relativamente estables situadas en el interior de las placas. Dentro de las áreas sísmicas, las fuentes concretas de los terremotos superficiales son estructuras geológicas definidas, las fallas (Figura 15.1), cuya actividad tectónica es responsable de la liberación de energía durante el terremoto.

Fue precisamente para explicar el terremoto de San Francisco de 1906, provocado por un salto brusco en la Falla de San Andrés, por lo que se elaboró el modelo del **rebote elástico**, en el que se considera que los labios o bloques separados por una **falla activa** (ver Apartado 15.4) tienden a desplazarse relativamente

uno respecto del otro, aunque la falla permanece bloqueada hasta que se vence un umbral de resistencia a la rotura y ésta rompe bruscamente en una extensión más o menos importante (Figura 15.2).

Esta relación entre fallas y terremotos superficiales se ha visto corroborada con claridad cuando la mayor precisión en la localización de los epicentros de los terremotos instrumentales ha permitido correlacionar alineaciones de epicentros con trazas de fallas que han tenido movimientos durante el Cuaternario. También el aumento de la precisión en la localización de los epicentros de las réplicas de terremotos individuales, ha permitido la delimitación de las zonas de falla que han producido un terremoto (Figura 15.2).

Por otra parte, en zonas continentales del interior de las placas, consideradas estables, han ocurrido algunos terremotos que han sorprendido por sus grandes magnitudes. Terremotos como el de Cutch (India, 1819), Marayat Creek (1986) y Tennant Creek (1988) en Australia o el de 1993 de Killari (India) se han



Figura 15.1 Falla normal en Cape Kidnappers, Nueva Zelanda (foto R. Capote).

producido en áreas sin una sismicidad importante conocida y se han podido relacionar con reactivación del movimiento en fallas (Crone *et al.*, 1992). En consecuencia, para llegar a una evaluación cuantitativa y adecuada de la peligrosidad se necesita, además de los datos de sismicidad, la caracterización de las fallas potencialmente sismogénicas en la región de interés. El desarrollo de los modelos precisos para llegar a esta caracterización ha dado lugar a nuevas ramas de la geología, como la neotectónica, la tectónica activa y la paleosismología, y a la utilización de metodologías innovadoras.

El régimen de *stick-slip* y el ciclo sísmico

Para comprender qué parámetros de la fuente son significativos en los estudios de peligrosidad sísmica, es importante tener un modelo de cómo funcionan las fallas sísmicas. En las fallas activas los dos labios se desplazan relativamente por efecto de la acción de un campo de esfuerzos regional. Al producirse el desplazamiento las rocas y materiales en la zona de falla sufren deformación y fragmentación, generando un material de falla.

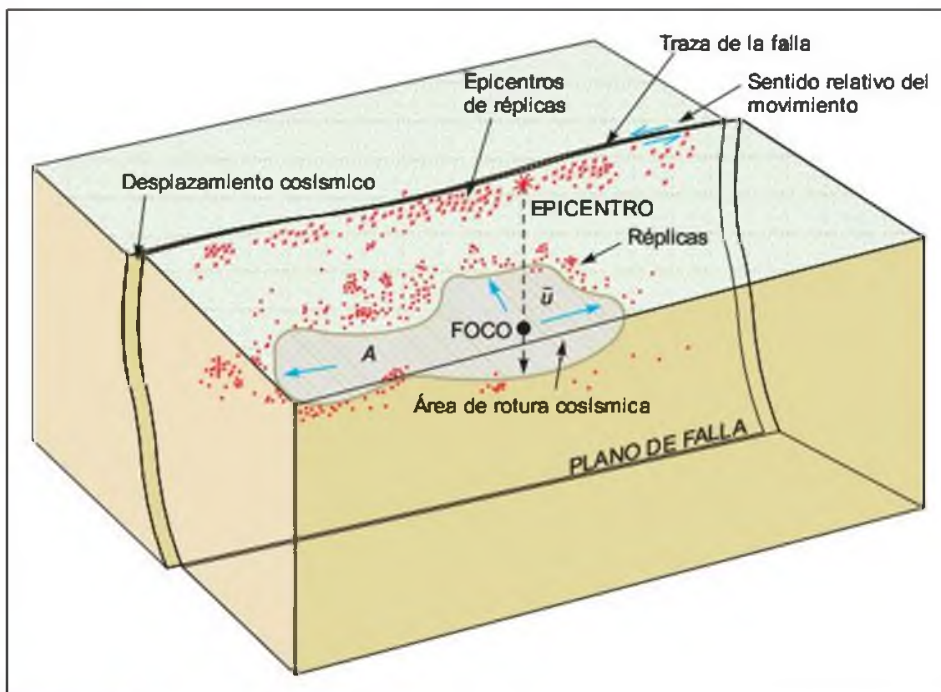


Figura 15.2 Esquema de una falla sísmica durante y después de un terremoto. La falla de desgarre rompe primero en el foco y luego la zona de rotura se propaga con una velocidad \bar{u} hasta afectar a un área A que es una fracción de la superficie total del plano de falla. La proyección del foco sobre la superficie del terreno es el epicentro. La magnitud del terremoto es proporcional al área de rotura y al desplazamiento cosísmico. Tras el terremoto, durante un tiempo se producen reajustes en un área alrededor de la rotura, dando lugar a réplicas cuyos epicentros se alinean paralelamente a la traza de la falla.

Las fallas sísmicas, las que producen terremotos, se diferencian de las fallas asísmicas por el comportamiento mecánico de los materiales, los mecanismos de deformación y el régimen de desplazamiento. El comportamiento de los materiales en las fallas sísmicas es de tipo frágil y los mecanismos de deformación comprenden la **fracturación frágil**, la **brechificación** y la **trituration**, que generan un material de falla formado por fragmentos angulosos de la roca original y una matriz no cohesiva en las zonas superficiales y cohesiva en las profundas. Los materiales generados, de mayor a menor tamaño de grano, son: la **brecha de falla**, la **harina de falla** y la **arcilla de falla**, entre los no cohesivos, y la **cataclasita** y la **ultracataclasita** cuando la matriz es cohesiva.

El régimen de movimiento en las fallas sísmicas sigue un esquema en el que alternan periodos relativamente largos de bloqueo y eventos cortos en los que se produce súbitamente un desplazamiento denominado **desplazamiento cosísmico**. Este régimen de movimiento es el conocido como régimen de *stick-slip*. Los periodos de bloqueo entre dos eventos sísmicos (periodo presísmico) acumulan, en forma de deformación elástica, la energía que luego se libera parcialmente como ondas elásticas del terremoto. El movimiento cosísmico en la falla se desacelera y finalmente se bloquea de nuevo como consecuencia de la fricción, entrando en un nuevo periodo de acumulación de energía elástica. Este ciclo de acumulación progresiva de

energía y liberación brusca en eventos cortos es lo que constituye el llamado **ciclo sísmico**.

En la corteza terrestre el aumento de temperatura con la profundidad da lugar al comportamiento dúctil de los materiales, con lo que, a partir de una determinada profundidad, las rocas tienden a deformarse en régimen de «creep dúctil». En los minerales se favorecen los mecanismos de deformación intracrystalinos y ciertos procesos intercrystalinos especiales, como la superplasticidad, que promueven un flujo dúctil a temperaturas relativamente altas, o un flujo cataclástico a temperaturas más bajas.

El comportamiento de los diferentes minerales es conocido a partir de los llamados mapas de «creep», que relacionan temperatura, esfuerzo tectónico y velocidad de deformación en régimen estacionario («creep» secundario). La parte superior de la corteza terrestre tiene una reología que está controlada por el comportamiento del cuarzo, mineral presente en las rocas graníticas que predominan en esta parte de la corteza. En ella, las rocas se comportan de manera frágil, pero a partir de la profundidad en que se alcanzan los 300 °C, cuando el comportamiento del cuarzo es ya dúctil, la corteza pasa a ser también dúctil. Por ello los terremotos se producen en la parte de corteza superior frágil, que constituye la llamada esquizosfera; así, una falla sísmica se comporta como tal en la parte superior de la corteza pero pasa a ser asísmica en la corteza inferior (Figura 15.3). Esto explica la

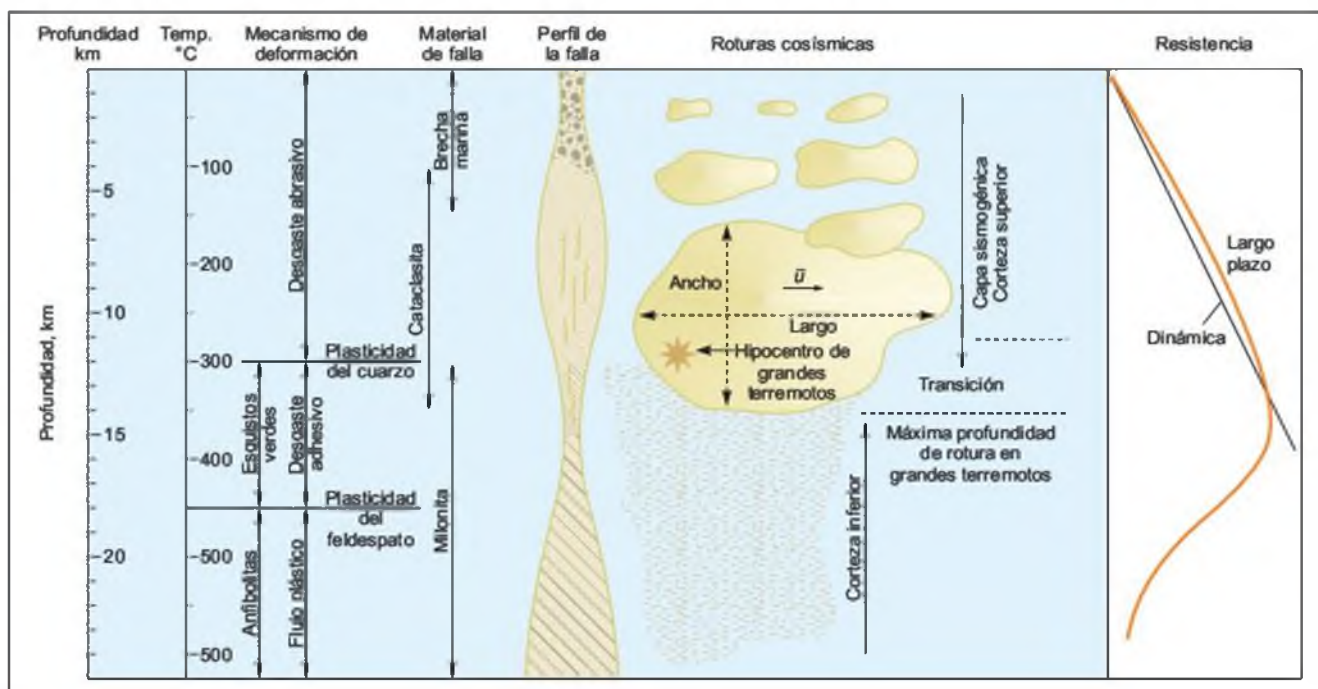


Figura 15.3 Modelo mecánico de una falla sísmica en zonas continentales (modificado de Sibson, 1983 y Scholz, 1990).

distribución de frecuencias de profundidades del foco en los terremotos superficiales, y también que los terremotos mayores tengan una profundidad del orden de los 10-15 kilómetros, dado que al aumentar la resistencia de las rocas con la profundidad, la duración del ciclo sísmico será también mayor.

El modelo de las fallas sísmicas

La energía liberada por una falla como ondas sísmicas representa únicamente un porcentaje bajo, alrededor del 1 a 10 %, de la energía implicada en la rotura, en la deformación del material de falla y en la generación del desplazamiento durante el proceso de deslizamiento o salto en el régimen de *stick-slip*. Se ha estudiado en detalle el fenómeno de la rotura en una serie de terremotos y se han realizado modelos con el objeto de conocer cómo se propaga la rotura una vez iniciada, cómo se distribuyen los desplazamientos a lo largo de la porción de falla rota y la cantidad de energía que se libera.

El foco del terremoto es el punto donde se inicia la rotura y desde éste la rotura y deslizamiento se propagan lateralmente con una velocidad variable, que puede medirse en metros por segundo (Figura 15.2). Alrededor del área rota se produce en la falla una deformación que posteriormente se libera en forma de réplicas. La energía acumulada durante el ciclo sísmico determina el **tamaño de la superficie de rotura** y la **cuantía del desplazamiento**. Estos dos parámetros dan lugar a un **momento sísmico** y una **magnitud** del terremoto proporcionales.

En los mayores terremotos, de magnitudes de 6 a 8, el área de rotura puede alcanzar varios centenares de kilómetros de longitud y los saltos cosísmicos pueden ser de varios metros y ser visibles en superficie. En profundidad la rotura puede afectar a toda la corteza frágil.

A partir de los datos de observación registrados se ha elaborado un gran número de **relaciones empíricas entre la magnitud de los terremotos y el tamaño de la rotura del plano de falla**. Mientras que existe una buena correlación entre el área de ruptura y la magnitud, las relaciones entre longitud-magnitud y desplazamiento-magnitud son muy variables y poco extrapolables de una región a otra. Algunas de las relaciones más utilizadas son las siguientes:

Área de ruptura-magnitud

$$M = \log A + 4.15 \text{ (Wyss, 1979)}$$

donde M es la magnitud y A el área de la falla en km^2

Longitud de falla-magnitud

$$\log L = 0,7M_s - 3,24$$

(Ambraseys 1985; datos del Mediterráneo Oriental)

$$\log L = 0,677M_L - 3,143$$

(Coburn *et al.* 1987; datos de Italia)

L en km; $5 \leq M \leq 8,0$; hipocentro < 20 km

Desplazamiento superficial-magnitud

$$\log D = -4,31 + 0,651M_s$$

(Slemmons, 1982; datos mundiales)

(D en m)

Tasas de deslizamiento y periodo de recurrencia

La magnitud y el periodo de recurrencia de terremotos grandes están relacionados con la velocidad media con la que se mueven las fallas (Figura 15.4). Las fallas que tienen una alta tasa de desplazamiento, por ejemplo del orden de 10 mm/año, acumulan gran cantidad de energía elástica en tiempos pequeños, con lo que el ciclo sísmico es corto. Esto da lugar a terremotos de magnitud alta, de 6 ó 7, con periodos de recurrencia relativamente cortos, del orden de 200 años. Por el contrario, las fallas lentas, con velocidades de 0,1 a 0,01 mm/año, producen terremotos de las mismas magnitudes en periodos de tiempo mucho mayores, del orden de los 45.000 a 500.000 años.

Una idea de partida es que una falla rompe mediante eventos cosísmicos a intervalos de tiempo regulares, con incrementos de deslizamiento constantes, y que en el futuro la falla va a seguir comportándose de igual manera. Sin embargo, la forma en que esto tiene

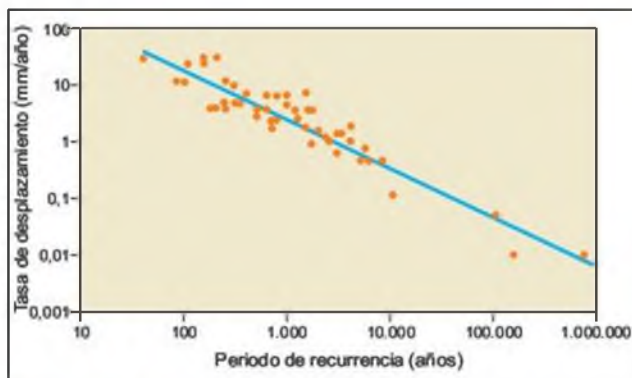


Figura 15.4 Relación entre velocidad media de desplazamiento y periodo de recurrencia de terremotos (Villamor y Berryman, 1999).

lugar a lo largo del tiempo y en el conjunto de la falla puede seguir modelos muy dispares. En cada evento no se rompe y desplaza toda la falla una cantidad constante, sino que sectores diferentes se mueven en cada sismo con un incremento de desplazamiento determinado. Se han propuesto varios modelos, como el modelo del deslizamiento variable, el del deslizamiento uniforme, el del terremoto característico (ver Apartado 15.5), el del solape y el de deslizamiento acoplado (Berryman y Beanland, 1991). Para un punto concreto de la falla, con una tasa de deslizamiento constante, el modelo puede ser de desplazamientos variables o de desplazamientos constantes. En el primer caso se puede suponer que el tiempo que tarda en producirse una nueva ruptura depende de la cuantía del deslizamiento anterior (terremoto predecible en tiempo), o que el desplazamiento en la nueva ruptura será proporcional al tiempo transcurrido desde el evento anterior (terremoto predecible en deslizamiento o magnitud). Si el deslizamiento es constante el modelo será de tipo de terremoto característico o de tipo acoplado, con tiempo de recurrencia también constante.

Un aspecto de importancia que surge de estos modelos de movimiento en fallas, es el hecho de que la falla no rompe en su totalidad en cada evento sísmico y que es posible que lo haga según **segmentos definidos**, que mantienen su individualidad durante la evolución de la falla y, por lo tanto, durante el proceso de acumulación de salto o desplazamiento. Esta posibilidad ha sido ampliamente discutida, pues en el caso de que la falla actúe según segmentos de longitud definida, la magnitud de los terremotos vendría limitada por relaciones simples y no sería necesario conocer paleo-terremotos o terremotos históricos para evaluar dichas magnitudes. Pero la existencia de segmentos en las fallas es un tema controvertido.

En la falla de San Andrés se definieron, a partir del reconocimiento de la zona de rotura en terremotos históricos, unos **segmentos sísmicos** o **segmentos de rotura**. Para definir este tipo de segmentos habría que demostrar que la rotura superficial en terremotos prehistóricos e históricos se ha limitado a una porción de falla en, al menos, dos o tres eventos sísmicos. Esto no es posible para la mayor parte de las fallas, por lo que se recurre a criterios geológicos. La idea es que existen barreras a lo largo del plano de falla que limitan la propagación de la rotura, dividiendo así la traza en **segmentos de falla**. Los rasgos geológicos que se consideran como posibles límites de segmento constituyen criterios estáticos y son de muy diversa naturaleza (inflexiones en la traza de la falla, estructuras *pull-apart* o *push-up*, ramificaciones de la falla o estructuras transversales).

El registro geológico de la actividad en fallas

El salto acumulado en las fallas activas y los deslizamientos cosísmicos interfieren con los procesos geomorfológicos y estratigráficos desarrollados en la superficie del terreno, a la vez que producen una serie de efectos secundarios específicos en los suelos y sedimentos, de tal forma que se genera un registro geológico que encierra una gran cantidad de información útil para evaluar el potencial sismogénico de una falla.

El paisaje en una región determinada evoluciona según el denominado ciclo de erosión de Davis. Según este modelo de evolución, cuya duración implicaría tiempos del orden de varios millones de años, tras un movimiento tectónico sigue un periodo más o menos largo en el que los procesos geomorfológicos van rebajando las pendientes y los relieves, distinguiéndose un periodo de juventud, un periodo de madurez y un periodo de senilidad, en el que se tiende a desarrollar una superficie de poco relieve y formas suaves, denominada penillanura. La ocurrencia de otro impulso tectónico interrumpe el ciclo y produce el rejuvenecimiento del relieve. En realidad, las variables que controlan este ciclo teórico, la tectónica, el clima y los procesos geomorfológicos, varían en tiempos mucho más cortos, del orden de miles de años.

En particular, los movimientos tectónicos en fallas producen desniveles y escarpes, tanto por acumulación de salto como por los propios eventos cosísmicos, que interfieren con la evolución del relieve y crean unas formas cuyo análisis aborda la **geomorfología tectónica**. Los procesos sedimentarios son también influidos por los movimientos tectónicos, deformando y trastocando formaciones previas y controlando la localización, espesor y facies de los sedimentos durante y después de los eventos cosísmicos.

McCalpin (1996) ha sistematizado los rasgos geológicos que se relacionan con la actividad paleosísmica, diferenciando tres niveles de organización: la génesis, la localización y el tiempo de ocurrencia. Distingue así los rasgos primarios, formados por la deformación tectónica, de los rasgos secundarios, creados por la sacudida del suelo al paso de las ondas sísmicas. Por otra parte diferencia los rasgos creados a lo largo de la falla de los que se sitúan fuera, y los producidos instantáneamente durante el evento sísmico de los postsísmicos.

Las formas del relieve que se desarrollan directamente en relación con las fallas activas son muy características. La más importante es el **escarpe de falla** (Figura 15.5), cuya evolución en el tiempo implica una disminución progresiva de la pendiente y la altura en relación con procesos de erosión, caída gravitacio-

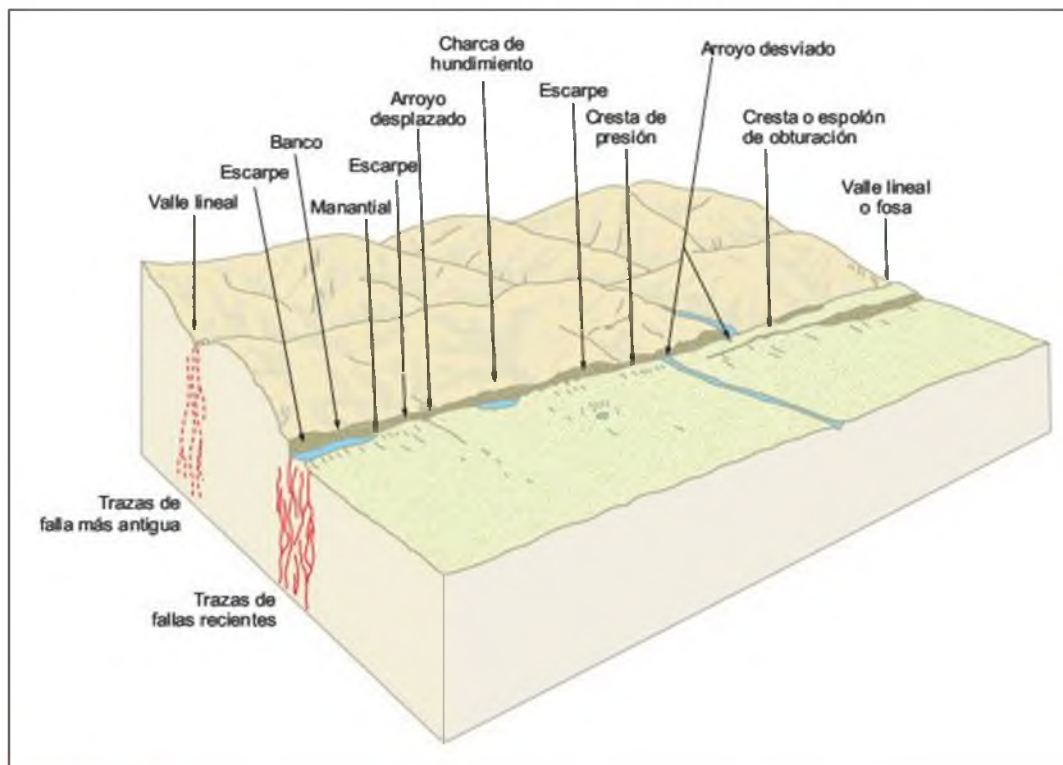


Figura 15.5 Rasgos geomorfológicos asociados a fallas de desgarre (Keller y Pinter, 1996).

nal de derrubios y sedimentación al pie. Esta evolución, convenientemente calibrada su velocidad, permite identificar y evaluar el tiempo transcurrido desde un evento de deslizamiento o salto en una falla.

Según el tipo de falla se encuentran, además, toda una serie de elementos geomorfológicos y estructurales que sirven como criterio para identificar fallas activas. En fallas transcurrentes (Figura 15.6) son muy característicos, además, los valles lineales, el despla-

zamiento y la inflexión (desvío) de cursos fluviales, los espolones de obturación (Figura 15.7), las depresiones de hundimiento, los manantiales, las crestas de presión y los replanos. Junto a estas estructuras están todas las características de las fallas transcurrentes, como los *pull-apart*. En las fallas normales los escarpes exhiben rasgos característicos, como las facetas triangulares o las depresiones longitudinales a favor de pequeños «graben» adosados a la falla principal. En fallas inversas son característicos los pliegues asocia-



Figura 15.6 Espolones de obturación asociados a la falla Mohaka (Glendale, Nueva Zelanda). Se trata de una falla de desgarre dextra que desplaza el arroyo y los espolones del relieve (foto R. Capote).



Figura 15.7 Escarpe de la falla Poukawa, desnivelando una terraza holocena, Argyll, Nueva Zelanda (foto R. Capote).

dos al desplazamiento cosísmico, con elevaciones anticlinales en el bloque levantado y hundimientos sinclinales en el hundido.

Desde el punto de vista de los sedimentos lo más visible es el fallamiento y el plegamiento de estratos sedimentarios o suelos, además de diversos tipos de fisuras. Tras el evento sísmico se forman nuevos rasgos entre ellos: salientes y cuñas coluviales, rellenos de fisuras y discordancias angulares.

Fuera de la falla la deformación cosísmica del terreno produce basculamiento de superficies, elevaciones y hundimientos de líneas de costa y, eventualmente, depósitos de tsunamis. Tras el evento se producen otros rasgos, como las terrazas aluviales tectónicas y las discordancias erosivas inducidas por levantamiento, hundimiento o basculamiento del terreno.

El estudio de las fallas sísmicas

El estudio de las fallas sísmicas comprende los siguientes aspectos:

- Marco tectónico.
- Análisis paleosísmico de las fallas.
- Evaluación de los parámetros sísmicos de terremotos actuales.

■ MARCO NEOTECTÓNICO

Dentro del marco neotectónico se consideran varios aspectos interrelacionados, como son la situación geodinámica en el ámbito de la tectónica de placas y el marco tectónico actual, que incluye el campo de esfuerzos tectónico y la red de fallas, entre las que se distinguen las fallas no activas, que representan restos de la paleotectónica, y las fallas activas, tanto nuevas como reactivadas.

El marco geodinámico se establece a partir de la reconstrucción de la situación de las placas litosféricas mediante la información de las bandas de anomalía magnética de los océanos, los estudios de paleomagnetismo (deriva polar) y los resultados de los estudios de movimientos absolutos de las placas a partir de interferometría de larga base o monitorización mediante laser sobre satélites artificiales.

El campo de esfuerzos se obtiene de los estudios de análisis poblacional de fallas y los análisis de mecanismos focales de los terremotos. La deformación actual en el interior de las placas se evalúa a partir de estudios de interferometría de larga base y medidas repetidas con GPS, utilizando redes de estaciones fijas de observación. Junto con estas nuevas metodologías se utilizan observaciones geológicas con vistas a detectar tendencias de levantamiento o hundimiento

en líneas de costa, áreas de hundimiento (puestas de manifiesto por distribución de cuencas de sedimentación), o zonas de elevación (por distribución de áreas de erosión), desvío de redes de drenaje o distribución de fuentes termales.

Finalmente la detección y distribución de fallas susceptibles de experimentar movimiento se aborda mediante estudios de sensores remotos (principalmente imágenes de satélite y foto aérea), reinterpretación de trabajos y cartografías geológicas previas en regiones con buen conocimiento geológico, análisis de modelos digitales del terreno y análisis geomorfológico cuantitativo (índices geomorfológicos). Estos índices se aplican a cambios de pendientes de laderas de valles, a la forma de la red de drenaje, la evolución de meandros, la asimetría de valles de cuencas de recepción, etc. La actividad neotectónica de fallas se establece, además, mediante criterios tales como la correlación entre trazas de falla y situación de epicentros de terremotos, o la coherencia de mecanismos focales y régimen de movimiento en la falla.

■ ANÁLISIS PALEOSÍSMICO DE LAS FALLAS

El objetivo de este análisis es determinar la velocidad media con la que se mueven las fallas, evaluar la magnitud de paleoterremotos y establecer la datación del último evento paleosísmico. La determinación de la tasa de deslizamiento se obtiene mediante estudios de las fallas en zanjas excavadas al efecto, normalmente perpendiculares a la falla. Se analizan los niveles sedimentarios o edafológicos del suelo, sus deformaciones tectónicas por efecto de la falla y los efectos de la evolución geomorfológica de los escarpes (Figura 15.8). La excavación puede tener anchura variable, entre 5 y 8 metros, una longitud apropiada y una profundidad habitual de 2 ó 3 metros. Se establece una red de referencia sobre las paredes, por ejemplo con cuerdas formando cuadros de 1 metro de lado, y se marcan los niveles guía y estructuras significativas. Se realiza un detallado levantamiento de la geometría apoyándose en la cuadrícula y se determinan los eventos cosísmicos registrados en la sección estudiada mediante las deformaciones sufridas por los niveles guía y se cuantifica la deformación, en esencia los desniveles sufridos por los horizontes. Posteriormente se toman muestras de los horizontes deformados datables, por ejemplo niveles de ceniza volcánica o niveles de suelo con materia carbonosa.

Los métodos de datación dependen del tipo de material recogido, empleando alguno de los que se relacionan en el Cuadro 15.1. La tasa media de desplazamiento se obtiene a partir de los desplazamientos de los horizontes datados. La evaluación de la magnitud de los paleoterremotos se realiza mediante relaciones



Figura 15.8 Estudio paleosísmico de fallas mediante zanjas, cerca de Rotorúa, Nueva Zelanda (foto R. Capote).

empíricas entre magnitud y salto o desplazamiento en escarpes de falla y a partir de la aparición de los diferentes tipos de sismitas (Recuadro 15.1). En el modelo del terremoto característico esta magnitud es aproximadamente la que corresponde a la falla o segmento de falla en estudio, pudiéndose pasar inmediatamente a la evaluación del periodo de recurrencia para la tasa de deslizamiento calculada anteriormente.

La datación de eventos sísmicos se apoya en la edad encontrada para los horizontes desplazados. Los horizontes más antiguos acumulan un mayor salto que los más modernos, y eventualmente puede haber niveles no deformados.

Además de la excavación de trincheras se utilizan métodos geológicos para estudiar la edad de las deformaciones asociadas a fallas, sobre todo para determinar la edad del último salto cosísmico. En este aspecto es muy utilizada la datación de escarpes de falla mediante métodos geomorfológicos cuantitativos. El análisis de la evolución de los escarpes producidos en terremotos históricos de fecha conocida, o de escarpes artificiales (taludes, canteras, etc.), permite calcular una edad aproximada para otros escarpes de fallas en vías de investigación. En general, las pendientes de los escarpes disminuyen con la edad, de tal manera que los diferentes sistemas de escarpes y facetas asociadas son datados y utilizados en el cálculo de la edad de los últimos eventos y, en casos favorables, se pueden determinar las tasas de deslizamiento entre eventos de levantamiento sucesivos.

Métodos de datación de actividad tectónica o paleosísmica

CUADRO 15.1

Métodos absolutos		Relativos		Correlaciones	
Año más próximo	Radiométricos	Radiológicos	Procesos simples	Procesos complejos	Correlación
Registros históricos	Carbono 14	Trazas de uranio	Racemización de aminoácidos	Desarrollo de suelos	Estratigrafía
Dendrocronología	Series de uranio	Termoluminiscencia y resonancia «spin»-electrón	Hidratación de obsidiana	Meteorización de rocas y minerales	Tefrocronología
Varvas sedimentarias	Potasio-argón	Isótopos cosmogénicos	Hidratación de tefra	Modificación progresiva del relieve	Paleomagnetismo
	Trazas de fisión		Liquenometría	Tasa de sedimentación	Fósiles
				Posición geomorfológica y tasa de incisión	Isótopos estables
				Tasa de deformación	Tektitas y microtektitas

(Pierce, 1986).

Recuadro 15.1

Las sismitas y otros efectos de los terremotos

Las sismitas son estructuras originadas en sedimentos blandos y suelos granulares por la sacudida cíclica del terreno al paso de las ondas sísmicas y, en su mayor parte, son debidas a fenómenos de **licuefacción** (ver Apartado 15.6 de este capítulo). Para que se formen sismitas es necesario que el suelo sea de naturaleza granular, con empaquetado poco denso, que sea no cohesivo y que esté saturado. Al paso de la onda sísmica la tensión tangencial cíclica vence la resistencia del esqueleto granular y éste cambia a un empaquetado más denso. La velocidad y ciclicidad del fenómeno impiden la expulsión de agua y la presión intersticial aumenta casi instantáneamente, lo que lleva a la deformación y flujo del sedimento con el agua, esto es, a la fluidificación. Este flujo da lugar a inyecciones de material arenoso hacia arriba y a la eventual salida al exterior sobre la superficie, de tal manera que las estructuras que se forman por estos procesos son

los volcanes de arena, los *sand blow*, los diques clásticos y los *sill* clásticos.

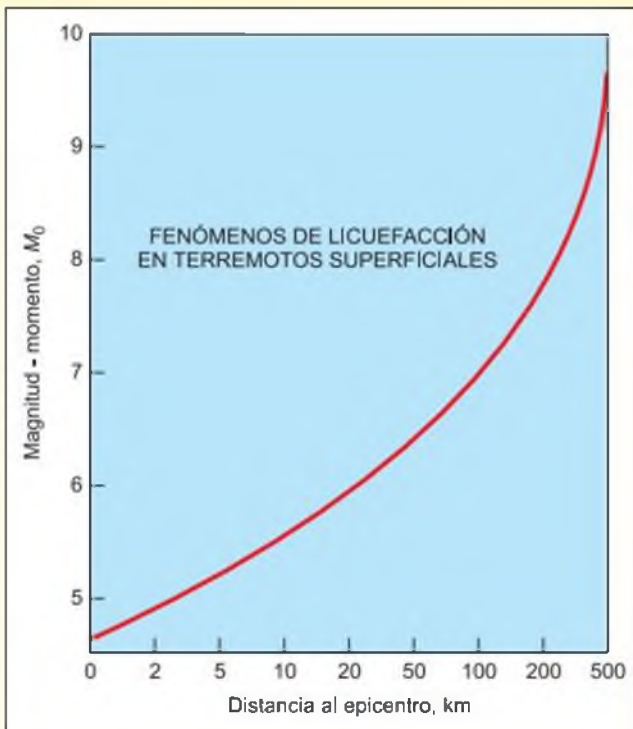
En ambientes subacuáticos, por ejemplo en áreas lacustres, se forman otros tipos de estructuras, como las laminaciones convolutas, los pilares y las estructuras en plato. El conocimiento del fenómeno de la licuefacción y de las estructuras que produce, permite evaluar cuantitativamente el tamaño de los paleoterremotos.

Hay un umbral de intensidad mínima del terremoto para que puedan producirse fenómenos de licuefacción. En suelos de alta susceptibilidad este umbral de intensidad es de VI en la escala Modificada de Mercalli, o magnitudes superiores a 5,5 (Figura adjunta).

Otros fenómenos inducidos por los terremotos, cuya identificación y análisis permite el estudio de la paleosismicidad en una zona, son los **deslizamientos** y los efectos sobre el **crecimiento de árboles (dendrosismología)**.

Los deslizamientos recientes asociados a grandes terremotos son relativamente fáciles de identificar y analizar, pero los problemas surgen con deslizamientos antiguos cuya geometría y rasgos han sido modificados con el paso del tiempo. Todos los posibles tipos de inestabilidades de laderas pueden darse durante un terremoto, pero las más frecuentes son las caídas de rocas y los deslizamientos. Si se identifica una serie de deslizamientos inducidos de una misma edad y su distribución regional, es posible evaluar la magnitud del terremoto. La magnitud mínima para inducir caídas de bloques rocosos o pequeños deslizamientos es de 4,0, mientras que para producir avalanchas de rocas y suelos se precisan magnitudes de 6,0 o 6,5 (o intensidades \geq VIII) (ver Apartado 15.6).

Los efectos de los terremotos sobre árboles pueden producir la rotura de los mismos, o inducir un menor crecimiento del árbol por rotura de ramas y disminución correlativa de la fotosíntesis, lo que provoca un crecimiento de anillos más delgados.



Distancia máxima hasta la que se han observado estructuras de licuefacción en terremotos superficiales, en función de la magnitud del sismo (Obermeier, 1996).

■ EVALUACIÓN DE PARÁMETROS SÍSMICOS
DE TERREMOTOS ACTUALES

A las fuentes habituales de información sísmica, como son la localización epicentral, la profundidad de foco, la magnitud y el mecanismo focal, que permiten identificar la falla y conocer la energía liberada, se añaden los estudios de la deformación del terreno asociada al evento sísmico. Cuando un sismo de determinada magnitud da lugar a roturas superficiales se cartografían los escarpes, fisuras, basculamientos y

distribución de sismitas, complementando la evaluación del terremoto.

Un aspecto cada vez más útil es la medida de la deformación superficial mediante técnicas de **interferometría de radar**. Esta metodología utiliza imágenes de satélite de radar de la superficie del suelo tomadas antes y después del terremoto. La pequeña longitud de onda del radar permite detectar diferencias de altitud de milímetros. Los interferogramas aparecen como mapas con bandas concéntricas de color que se interpretan como mapas de isolevamiento.

15.3

Análisis de la sismicidad

Los **estudios sismotectónicos** se basan en el análisis de las relaciones entre la tectónica y la **sismicidad** (o frecuencia de terremotos por unidad de área) precisando de la siguiente información sísmica:

- Catálogo sísmico en donde se indica la posición del terremoto, magnitud, intensidad, profundidad focal, duración, etc.
- Distribución de epicentros de terremotos históricos e instrumentales; mapas de epicentros.
- Mecanismos focales y distribución de esfuerzos, con el análisis y determinación de los campos tensionales.
- Intensidades observadas, efectos en construcciones y en el terreno; mapas de isosistas.
- Acelerogramas del movimiento del suelo.
- Energía sísmica liberada.

El análisis de la sismicidad incluye los siguientes estudios:

- Revisión de la sismicidad histórica.
- Evaluación de los parámetros sísmicos.
- Determinación de las leyes de atenuación.
- Distribución y recurrencia de terremotos.
- Regionalización sísmica.
- Relaciones sismotectónicas.

En la realización de estos estudios deben tenerse en cuenta los siguientes aspectos:

- Sistemas de selección de datos.
- Completitud y homogeneidad del catálogo sísmico.

- Obtención de las leyes de atenuación.
- Error epicentral y focal.
- Criterios para la regionalización sísmica.

■ RELACIONES HABITUALES UTILIZADAS
EN LOS ESTUDIOS DE SISMICIDAD

— **Relación intensidad-distancia**

Las **leyes de atenuación** de la intensidad (o aceleración) con la distancia a la zona epicentral se estiman a partir de isosistas o de relaciones empíricas. En España se dispone de un catálogo de mapas de isosistas publicado por el IGN (Instituto Geográfico Nacional) en 1982 y se utilizan diversas relaciones entre intensidad-distancia epicentral. Una de dichas relaciones de ámbito peninsular es la siguiente:

$$I_0 - I = 2,46 \ln(R + 25) - 7,40$$

donde I_0 es la intensidad en el punto de estudio o emplazamiento, I es la intensidad MKS epicentral y R la distancia entre ambos, en km.

— **Relación frecuencia-magnitud**

A partir del análisis de la sismicidad se estima la relación entre el número de terremotos N y su magnitud M , según la relación de Gutenberg y Richter:

$$\log N = a - bM$$

a y b son coeficientes de regresión obtenidos por el método de mínimos cuadrados, en donde a representa el nivel de sismicidad en la región considerada y b la

relación entre el número de terremotos pequeños con respecto a los grandes; N es el número de terremotos de magnitud igual o superior a M . La **tasa anual de terremotos** se refiere al número de terremotos/año de intensidad o magnitud superior a un valor determinado y se obtiene directamente del catálogo.

— Relación intensidad-magnitud

Según el IGN se recomienda la siguiente relación de ámbito peninsular:

$$M = 0,552I + 1,34$$

— Relación entre la intensidad y la aceleración

Según la NCSE-94, en España se recomienda la siguiente relación:

$$\log a = 0,30103I - 0,2321$$

o expresado en intensidad:

$$I = \left[3,2233 + \log \left(\frac{a}{g} \right) \right] / 0,30103$$

donde a es la aceleración de pico horizontal (cm/s^2), y g la aceleración de la gravedad (981 cm/s^2).

■ FUENTES DE INFORMACIÓN SÍSMICA

Las principales fuentes de información sísmica en España son el Catálogo Sísmico publicado por el IGN, el Mapa Sismotectónico y el Mapa de Peligrosidad Sísmica de España, publicados por el IGN en 1992, y el Mapa Neotectónico a escala 1/200.000 realizado por el IGME. Otras publicaciones de interés se pueden encontrar en el IGN.

Con respecto al diseño sismorresistente está vigente la Norma Sismorresistente NCSR-02, la Instrucción de Grandes Presas (Ministerio de Medio Ambiente) y también se siguen los criterios del Eurocódigo 8 (1996). Para instalaciones nucleares o radioactivas se recomiendan las directrices de la Agencia Internacional de Energía Atómica (IAEA) y de la United States Nuclear Regulatory Commission (USNRC).

15.4

Análisis de la peligrosidad sísmica

El objetivo de un análisis de peligrosidad sísmica es determinar cuál será el máximo terremoto que puede afectar a una instalación durante su vida operativa, o cuál será el máximo terremoto en un emplazamiento o región en un periodo de tiempo determinado. Los primeros métodos de análisis de la peligrosidad fueron **deterministas**, es decir, se basaron en el registro histórico de los terremotos de mayor tamaño, pero pronto fueron cuestionados y reemplazados por los métodos **probabilistas**, basados en los periodos de recurrencia. Ninguno de estos métodos resulta del todo satisfactorio, pues no sólo se desconocen partes esenciales de los modelos en los que se basan, sino que los datos disponibles son insuficientes. A pesar de ello las necesidades de llegar a respuestas aceptables bajo el punto de vista práctico hacen que representen la mejor opción actualmente disponible. Para una exposición más detallada sobre los distintos métodos de cálculo de la peligrosidad se remite a González de Vallejo (1994).

En la Figura 15.9 se muestra la metodología a desarrollar para la estimación de la peligrosidad sísmica y sus aplicaciones en ingeniería geológica.

Método determinista

En este método se supone que la sismicidad futura será igual a la pasada, siendo el máximo terremoto ocurrido el máximo previsible.

El método se desarrolla en cinco fases (Figura 15.10):

■ 1. CARACTERIZACIÓN DE LAS FUENTES SISMOGENÉTICAS

Una fuente sismogenética (o fuente sísmica) es un término general que incluye a cualquier fuente sismotectónica. Según la USNRC (1997 a y b) se distinguen las siguientes categorías:

- **Fuente sismogenética.** Es una porción de corteza que se considera con sismicidad uniforme. Incluye desde una falla bien definida a una amplia región (**provincia sismotectónica**).
- **Estructura tectónica capaz.** Es una estructura tectónica que puede generar terremotos o deformaciones en la superficie, es decir, una **falla activa**. El concepto de falla activa se define en función de la edad de su último desplazamiento. Bajo el punto de vista neotectónico es la que ha presentado deformaciones durante el régimen tectónico actual. Bajo el punto de vista de la ingeniería geológica y su aplicación al pro-

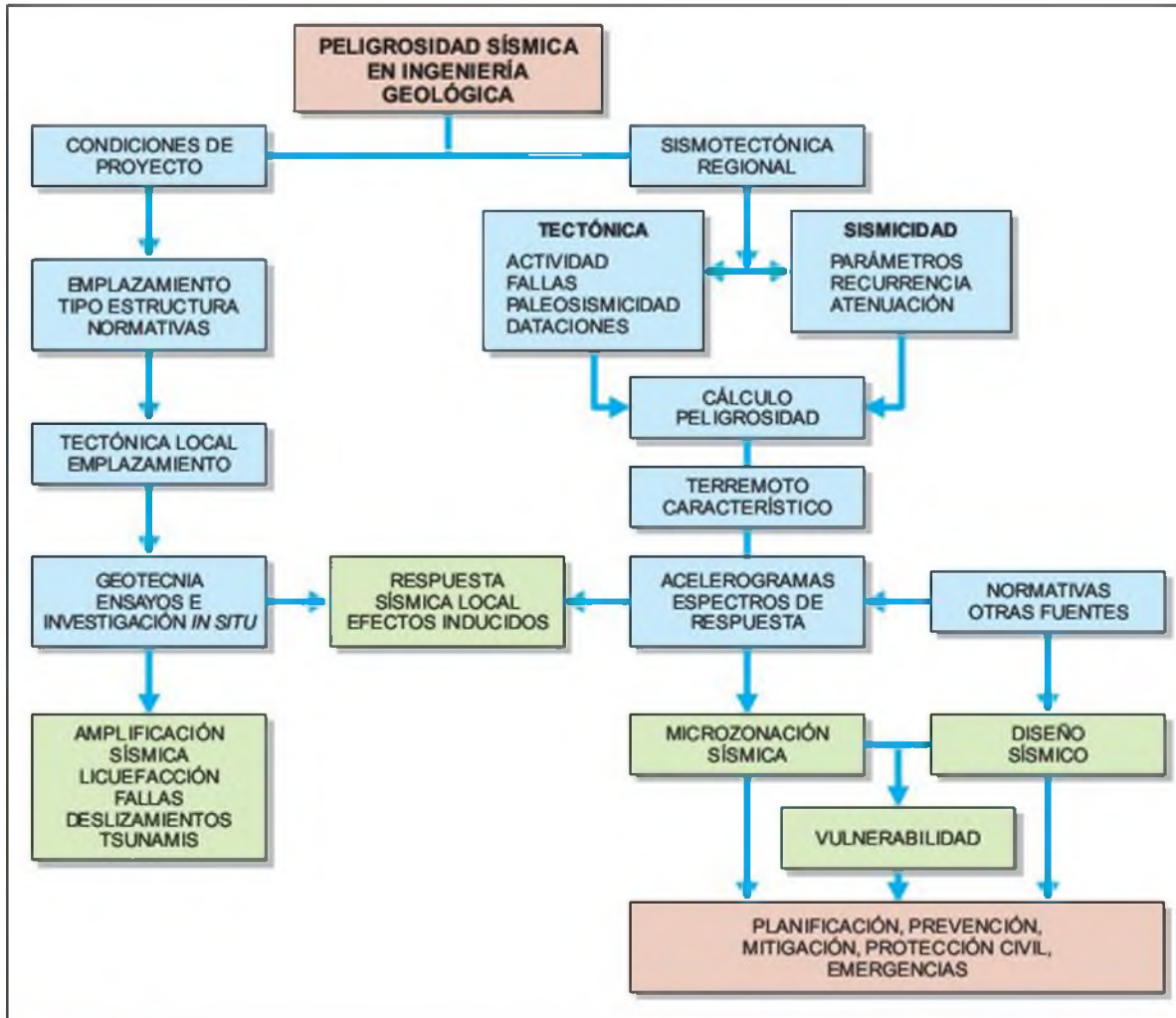


Figura 15.9 Estudios de peligrosidad sísmica en ingeniería geológica.

yecto de presas y grandes estructuras, las fallas activas son las que han presentado movimiento en los últimos 10.000 años (Holoceno), mientras que para instalaciones radiactivas este periodo se extiende a los últimos 500.000 años.

- **Provincia sismotectónica.** Puede definirse como una región que presenta semejanzas geológicas, geofísicas y sismológicas y, por tanto, se asume que tiene una sismicidad potencial uniforme. Los terremotos pueden ocurrir en cualquier parte de la provincia, incluso cuando los datos sísmicos muestren que existen concentraciones o localizaciones preferentes.

■ 2. SELECCIÓN DEL TERREMOTO DE CONTROL

El terremoto de control es el máximo terremoto esperable en cada fuente sismogénica y consiste en asignar a cada fuente el máximo terremoto potencial (a partir de datos históricos o de paleosismicidad).

■ 3. TRASLACIÓN DEL TERREMOTO DE CONTROL

Dentro de cada fuente sismogénica se sitúa el terremoto de control a la distancia más cercana al emplazamiento. En caso de que el emplazamiento se encuentre situado dentro de una provincia sismotectónica, el terremoto de control se localizará a una distancia de 15 km del emplazamiento (USNRC, 1997a). Este procedimiento determina que el terremoto de control puede ocurrir en cualquier punto de la fuente sismogénica.

■ 4. DETERMINACIÓN DEL MOVIMIENTO DEL TERRENO EN EL EMPLAZAMIENTO

Entre los distintos terremotos de control se elige el que produzca la mayor intensidad en el emplazamiento. Los efectos del terremoto de control en el emplazamiento se estiman utilizando una ley de atenuación apropiada. Las leyes de atenuación deben basarse en

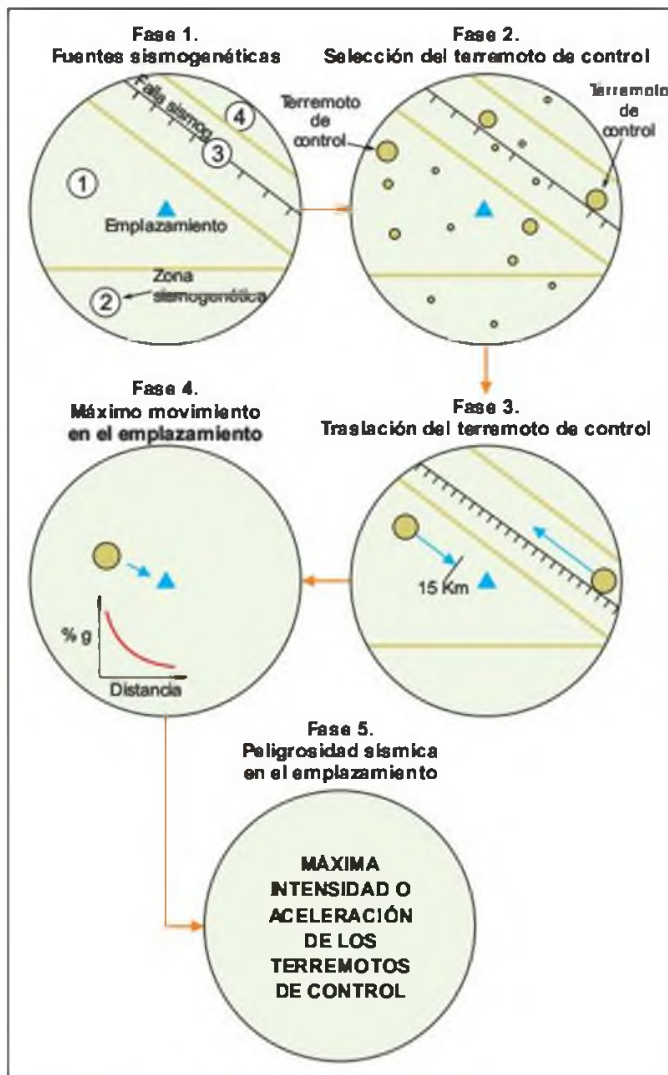


Figura 15.10 Fases del método determinista.

terremotos ocurridos en la región o representativos de la misma, es decir, deben reflejar la influencia de la propagación de ondas con la distancia en el área de estudio. Los resultados de los efectos del sismo en el emplazamiento se expresan en intensidades o aceleraciones.

■ **5. DETERMINACIÓN DE LA PELIGROSIDAD SÍSMICA EN EL EMPLAZAMIENTO**

Los resultados obtenidos en la fase anterior se expresan en función de la intensidad, aceleración u otra medida del movimiento sísmico en el emplazamiento.

Así pues, este método considera la peligrosidad como la definida por el valor más alto del movimiento del terreno generado por los distintos terremotos de control. Los resultados del método determinista pue-

den dar lugar, por tanto, a conclusiones sumamente conservadoras, excepto cuando se trate de instalaciones cuya seguridad se viera seriamente condicionada por las consecuencias inaceptables de un fallo por causas sísmicas.

Métodos probabilistas

En los **métodos probabilistas** se obtienen leyes de recurrencia a partir de la sismicidad registrada, resultando curvas de probabilidad para distintos niveles de movimiento.

El método probabilista desarrollado por Cornell (1968) es el que ha tenido una mayor aceptación entre los distintos métodos propuestos. Los pasos a seguir son los siguientes (Figura 15.11):

■ **1. DEFINICIÓN DE LAS FUENTES SISMOGÉNICAS**

Se sigue el mismo sistema del método determinista, excepto que las fuentes se definen explícitamente como uniformes en cuanto a su potencial sísmico, es decir, la posibilidad de que ocurra un terremoto de tamaño dado es la misma en todas las fuentes independientemente de su localización.

La influencia del tamaño de la fuente es muy importante, pues modifica las relaciones de recurrencia de la sismicidad. En zonas intraplaca se toman zonas muy amplias. Las normas USNRC consideran radios de 320 km alrededor de los emplazamientos para los estudios regionales, y de 40 km para la caracterización de fallas activas.

■ **2. ACTIVIDAD DE LAS FUENTES**

Los parámetros sísmicos que caracterizan cada zona sismogénica están definidos por la distribución de frecuencias de los distintos tamaños de terremotos según la expresión anteriormente citada de Gutenberg y Richter (Apartado 15.3), en donde el número de terremotos en una región disminuye de forma exponencial con sus magnitudes. Para la estimación de los parámetros a y b en cada zona es importante que el periodo de años del catálogo sísmico elegido se considere completo. Para ello se debe revisar y homogeneizar los datos sísmicos y verificar la completitud del catálogo.

■ **3. EFECTO DE LOS TERREMOTOS EN EL EMPLAZAMIENTO**

Al igual que en el método determinista, se aplican leyes de atenuación, pero en este caso se toman tantas leyes de atenuación como terremotos se consideren característicos de cada fuente, de forma que se disponga de una familia de leyes de atenuación que relacionen la intensidad epicentral con la intensidad o la aceleración sentida en el emplazamiento.

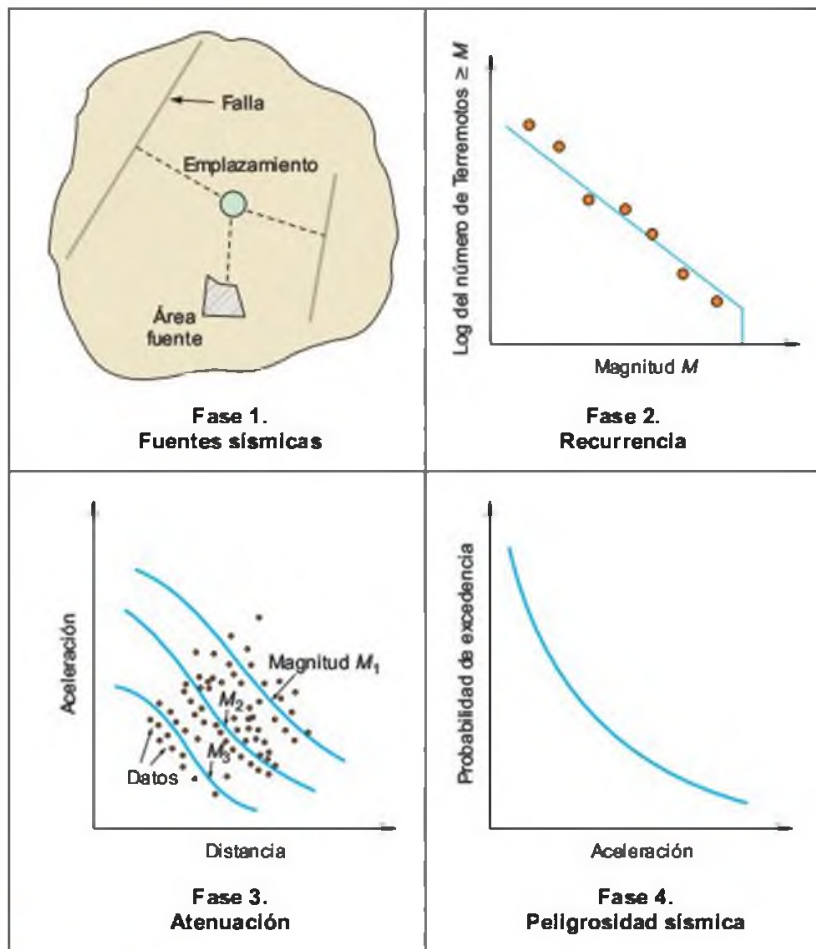


Figura 15.11 Fases del método probabilista.

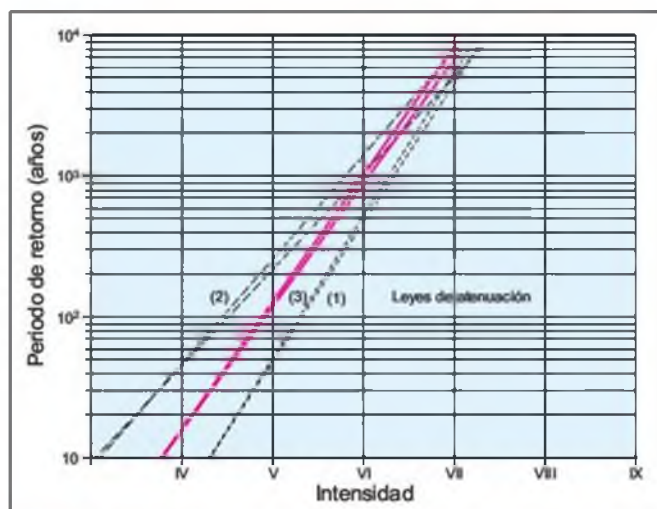


Figura 15.12 Relación periodo de retorno-intensidad de función de distintas leyes de atenuación en un estudio de peligrosidad sísmica en Barcelona (cortesía de Prospección y Geotecnia S.L.).

4. ESTIMACIÓN DE LA PELIGROSIDAD

En los métodos probabilistas aplicados a la peligrosidad se adopta el modelo de Poisson, según el cual cada terremoto ocurre de forma aleatoria, independientemente del tiempo y cada suceso es independiente de los restantes y no tiene influencia sobre ellos ni condiciona su distribución. En el método probabilista los resultados se expresan como la **probabilidad anual de excedencia** de diferentes niveles de intensidad o aceleración del suelo en un periodo de tiempo determinado y en cada fuente sismogénica (Figura 15.12).

La **probabilidad anual de excedencia** equivale a la inversa del periodo de retorno.

El **periodo de retorno** no representa el período entre dos eventos sucesivos, sino el intervalo de tiempo en años en el que, con una probabilidad alta, se producirá el terremoto asociado.

En las Figuras 15.13 y 15.14 se muestran los mapas de peligrosidad sísmica en España, según el IGN y la Norma NCSE-94.



Figura 15.13 Mapa de peligrosidad sísmica de España en intensidades para un periodo de retorno de 1.000 años (publicado por el IGN en 1992).

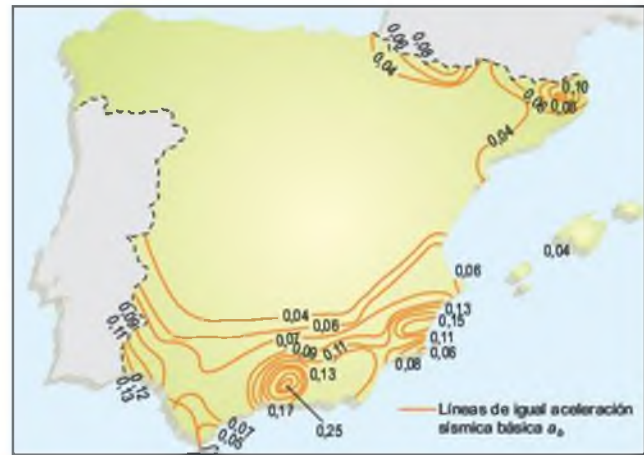


Figura 15.14 Mapa de peligrosidad sísmica de España en aceleraciones para un periodo de retorno de 500 años (NCSE-1994). Para Canarias la aceleración es de 0,04 g.

15.5

Respuesta sísmica en el emplazamiento

La peligrosidad sísmica regional determinada mediante los métodos anteriores, establece el terremoto probable que puede afectar a una región o emplazamiento. Sin embargo, las condiciones locales (naturaleza de los suelos, topografía, profundidad del nivel freático, etc.) propias de cada emplazamiento, pueden suponer respuestas sísmicas diferentes dentro del entorno geográfico considerado. Estos efectos, también llamados «efectos locales» o «efecto sitio», tienen gran importancia en la planificación y en el diseño sismorresistente.

Terremoto característico

A partir del análisis de la peligrosidad se obtienen distintos valores del movimiento del terreno (intensidad, aceleración, etc.) para varios periodos de retorno (100, 500, 1.000 años, por ejemplo). El **terremoto característico**, o **de diseño**, es el correspondiente al periodo de retorno elegido. Por ejemplo, en el estudio de una presa es habitual utilizar periodos de retorno de 1.000 años; suponiendo que a este periodo le correspondiera una intensidad de VIII, la probabilidad de ocurrencia de este terremoto para un periodo útil de vida de la estructura de 100 años sería del 9,5 % (Fi-

gura 13.1, Capítulo 13). En edificación es normal adoptar un periodo de retorno de 500 años. En infraestructuras importantes (presas, puentes, etc.) 1.000 años y para instalaciones de alta seguridad (centrales nucleares, almacenamientos de residuos radioactivos, del orden de 10.000 años. En el Apartado 13.2 del Capítulo 13 se han tratado estos aspectos.

Parámetros sísmicos del movimiento del terreno

El movimiento del terreno debido a un sismo («ground motion» o «strong motion») se expresa por una serie de parámetros físicos cuya definición constituye la base del diseño sísmico. Si se dispone de registros de acelerogramas representativos del emplazamiento, se puede acceder a dichos parámetros: aceleración, velocidad, desplazamiento, periodo y duración, entre otros (Cuellar *et al.*, 1979).

El **acelerograma de un terremoto** (representación gráfica de la variación de la aceleración con el tiempo registrada por un acelerógrafo) permite, mediante una integración numérica, calcular la aceleración máxima para un amortiguamiento específico y un periodo dominante. La representación de estas aceleraciones má-

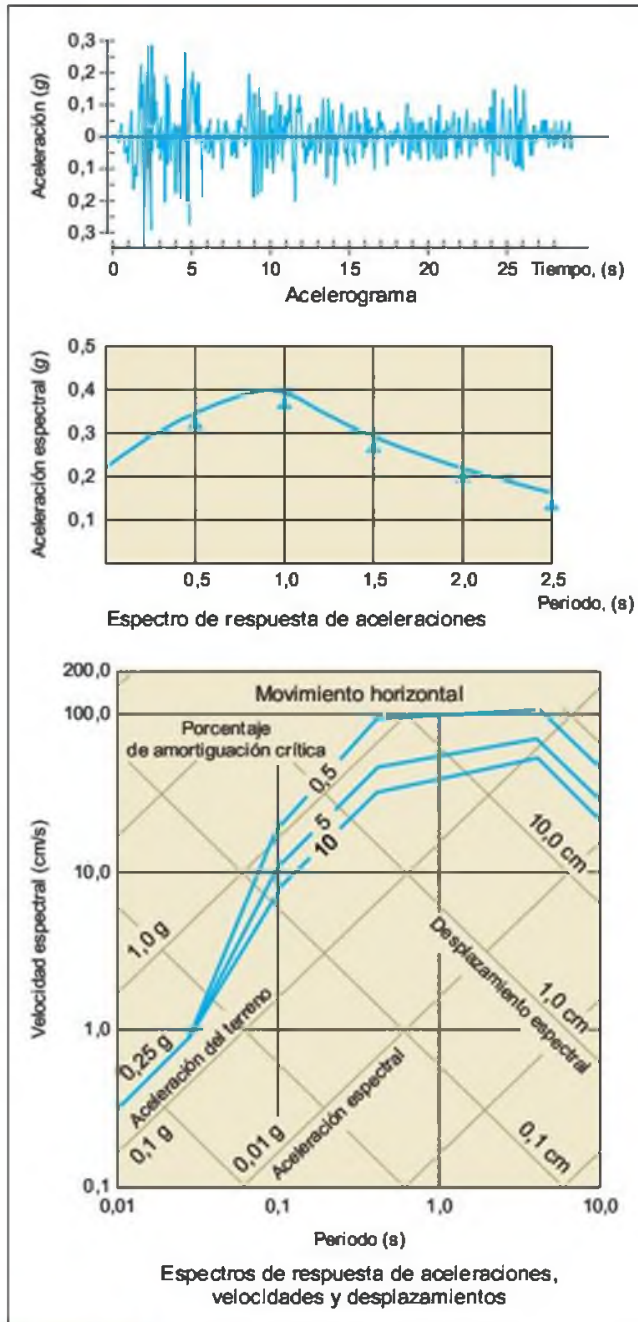


Figura 15.15 Ejemplos de espectros de respuesta del movimiento del suelo por un terremoto.

imas en función del periodo constituye el denominado **espectro de respuesta** del terreno (Figura 15.15), que indica la amplificación del movimiento del terreno con respecto a la aceleración, velocidad, o desplazamiento. El espectro de respuesta se utiliza para el diseño sísmoresistente de estructuras, siendo necesario que el espectro de respuesta del movimiento del suelo no exceda al de diseño de la estructura.

Si no se dispone de acelerogramas representativos de movimientos fuertes (*strong motions*), se recurre a los espectros de respuesta definidos en la NCSE-94, al Eurocódigo 8 o a relaciones de tipo empírico entre intensidades o magnitudes y aceleraciones, como las siguientes:

- $\log a = 0,30I + 0,014$ (Trifunac y Brady, 1975) para $IV \leq I \leq X$
- $\log a = 0,25I + 0,25$ (Murphy y O'Brian, 1977) para $IV < I < VIII$
- En función del tipo de suelo y de la magnitud se han dado los siguientes valores orientativos de la aceleración máxima horizontal (Helle, 1983):

Magnitud	Distancia hipocentral (km)	Aceleración (a_{max} /g)		
		Suelos blandos	Suelos duros	Rocas
5,5	10	0,20	0,19	0,18
	30	0,07	0,06	0,05
	50	0,03	0,04	0,02
6,5	10	0,40	0,38	0,46
	30	0,20	0,17	0,19
	50	0,10	0,09	0,08
7,5	10	0,5-1,2	0,4-1,1	0,5-0,9
	30	0,3-0,5	0,2-0,6	0,25
	50	0,20	0,1-0,3	0,10

a_{max} : aceleración de pico del terreno; g: aceleración de la gravedad.

Modificación del movimiento del terreno por condiciones locales

Las características sísmicas de un terremoto determinado (terremoto característico o de diseño), definidas por su acelerograma, pueden ser modificadas por las condiciones locales (tipo de suelo, topografía, etc.), originando una respuesta sísmica amplificada con respecto a las definidas en el terremoto de diseño.

Los factores que mayor influencia tienen en la modificación de la citada respuesta son:

- El tipo y composición litológica de los materiales, en especial los depósitos superficiales cuyo comportamiento geotécnico corresponde al de suelos.
- El espesor de sedimentos y la profundidad del sustrato rocoso o resistente.
- Las propiedades dinámicas de los suelos.
- La profundidad del nivel freático.
- La topografía, tanto superficial como del sustrato.
- La presencia de fallas, su situación y características.

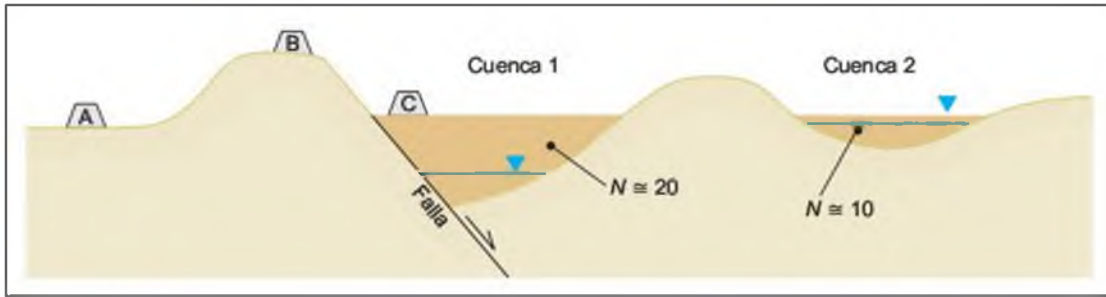


Figura 15.16 Ejemplo de la influencia de las condiciones locales en la respuesta sísmica (modificado de Downrick, 2000).

Los efectos de las condiciones locales pueden ser muy importantes, pues determinan la posibilidad de que se produzcan roturas superficiales por fallas, licuefacción de suelos y deslizamientos, además de amplificar la señal sísmica. En las Figuras 15.16 y 15.17 se muestran algunos ejemplos de los efectos citados. En el caso de la Figura 15.16 serían los siguientes:

- A mayor espesor de suelos, mayor amplificación de la aceleración (espesor Cuenca 1 > Cuenca 2).
- Las propiedades de los suelos influyen en la amplificación: suelos de Cuenca 2 ($N = 10$) más blandos que en Cuenca 1 ($N = 20$), y mayores amplificaciones en la Cuenca 2.
- A mayor extensión menor efecto de borde del sustrato en el espectro de respuesta (Cuenca 1 mayor extensión que Cuenca 2).
- A mayor profundidad del sustrato, mayor periodo de vibración (Cuenca 1 más profunda que Cuenca 2).
- La presencia de un nivel freático alto y suelos blandos (Cuenca 2) puede suponer un riesgo de licuefacción.

- La cercanía de una falla activa puede amplificar las aceleraciones e inducir roturas superficiales (punto C).
- El efecto topográfico puede aumentar las aceleraciones (punto B mayores aceleraciones que punto A).

La investigación de las **propiedades geotécnicas** del terreno se lleva a cabo mediante reconocimientos por sondeos, ensayos *in situ*, geofísica y ensayos de laboratorio. Los ensayos *in situ* habituales son el SPT y el CPT. Las técnicas geofísicas más usadas son los ensayos *downhole*, *crosshole* y las ondas superficiales. Los ensayos de laboratorio más característicos para la determinación de las propiedades dinámicas de los suelos son:

- **Ensayo de columna resonante**, que permite obtener los valores de deformación y el coeficiente de amortiguamiento del suelo.
- **Ensayo triaxial cíclico**, consistente en determinar las propiedades dinámicas de una probeta mediante la aplicación de una presión confinante equivalente a las tensiones existentes en el

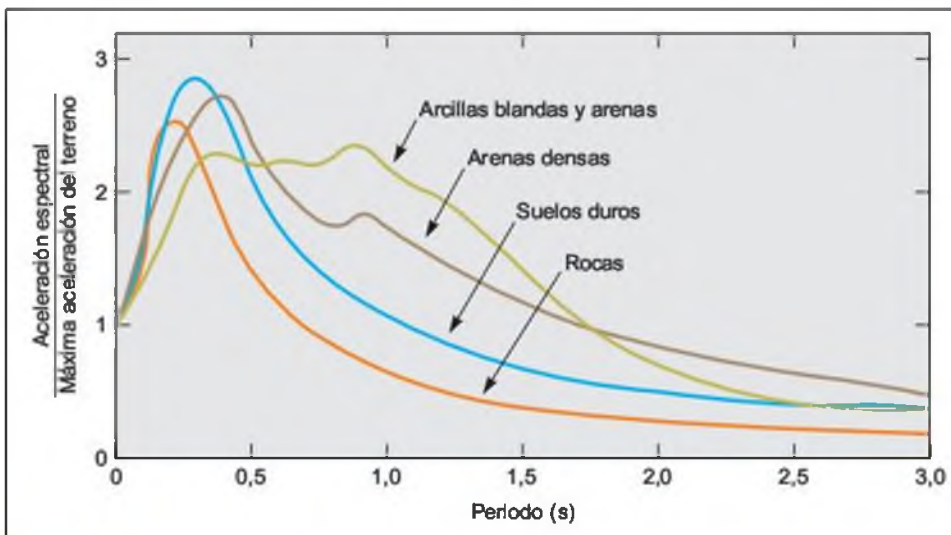


Figura 15.17 Influencia del tipo de suelos en la aceleración espectral (Seed *et al.*, 1974).

terreno, induciendo solicitaciones dinámicas a partir de una tensión vertical cíclica.

- **Ensayo de corte cíclico**, cuya finalidad es estimar la resistencia al corte de una probeta sometida a solicitaciones dinámicas de carácter cíclico y analizar los fenómenos de licuefacción.

Para la descripción de estos ensayos se remite a Pastor *et al.* (1983) y Dowrick (2000).

Cuando no se dispone de acelerogramas representativos de las condiciones locales del emplazamiento es posible estimar la respuesta sísmica local a partir de **métodos indirectos**. Uno de estos métodos consiste en determinar las «columnas tipo» de los distintos suelos presentes en el área, incluyendo espesores, densidad aparente, granulometría, SPT, módulo de deformación tangencial, velocidad de ondas transversales y profundidad del nivel freático. A continuación se selecciona un acelerograma de referencia, que si no es de la región, al menos se asemeje a las condiciones analizadas, o bien se utiliza el de la Norma NCSE 94 o del Eurocódigo 8. A partir de este acelerograma se simula la respuesta del terreno para cada una de las «columnas tipo» definidas previamente.

En la Figura 15.18 se muestra un ejemplo de la amplificación local en los suelos de Cartagena (Murcia). Para su tratamiento y cálculo se utilizó el programa SHAKE-91 (Schnabel *et al.*, 1972). Las mayores amplificaciones se dan en los depósitos blandos, con valores de aceleración de pico hasta 4 veces superiores al acelerograma de referencia.

Otro de los factores que modifica la respuesta sísmica local es la **topografía**, tanto del sustrato como de la superficie; algunos de sus efectos son los siguientes:

- En las zonas elevadas se producen mayores amplificaciones que en las zonas deprimidas.
- La duración del terremoto se incrementa en las zonas elevadas.

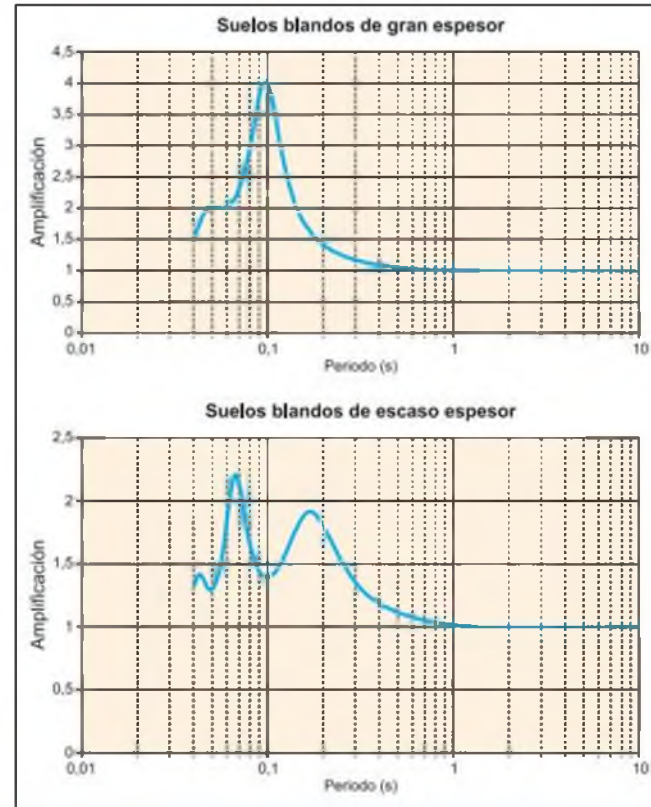


Figura 15.18 Ejemplo de amplificación sísmica en los suelos de Cartagena, Murcia (cortesía de Prospección y Geotecnia, S.L.).

- En las laderas se pueden producir desplazamientos diferenciales.
- La componente horizontal del movimiento se amplifica más que la vertical en zonas de escarpes o bordes de taludes.

Para más detalles sobre este tema se remite a AFPS (1990) y Mulas (1992).

15.6

Efectos inducidos por los terremotos en el terreno

Los terremotos pueden producir, además del movimiento vibratorio característico, una serie de efectos inducidos que dan lugar a grandes deformaciones y roturas en el terreno:

- Licuefacción de suelos.
- Deslizamientos y desprendimientos.

- Roturas en superficie por fallas tectónicas.
- Tsunamis.

Excepto los tsunamis, los demás efectos inducidos están directamente relacionados con el comportamiento geológico y geotécnico del terreno, describiéndose a continuación sus principales características y métodos de análisis.

Susceptibilidad de licuefacción

La licuefacción se produce cuando determinados tipos de suelos afectados por terremotos desarrollan elevadas presiones intersticiales de forma rápida (sin drenaje), dando lugar a una pérdida de la resistencia al corte y a la rotura del suelo, que se comporta como si fuera un líquido (Recuadro 15.1). Este fenómeno provoca el fallo de cimentaciones, roturas de taludes y deslizamientos. Los suelos susceptibles a perder gran parte de su resistencia ante sollicitaciones dinámicas son las arenas finas y flojas y las arenas y limos mal graduados. Otra de las condiciones necesarias para que tenga lugar la licuefacción es que el nivel freático esté alto, cerca de la superficie, y que el grado de compactación sea bajo, equivalente a valores N de SPT inferiores a 20 golpes.

De acuerdo con la observación de zonas afectadas por licuefacción, ésta tiene lugar en las siguientes circunstancias:

- Terremotos de magnitud igual o superior a 5.5, con aceleraciones superiores o iguales a 0.2 g.
- Por debajo de 15 m de profundidad no se han dado licuefacciones.
- En la mayoría de los casos donde se han observado licuefacciones el nivel freático estaba a poca profundidad, inferior a 3 m; por debajo de 5 m la susceptibilidad de licuefacción es muy baja.

Las propiedades que caracterizan a los suelos licuefactables son las siguientes:

- Grado de saturación del 100 %.
- Diámetro medio D_{50} entre 0,05 y 1,0 mm.
- Coeficiente de uniformidad $C_u = D_{60}/D_{10} < 15$.
- Contenido en finos inferior al 10 %.
- Bajo grado de compactación, es decir $N < 10$ para profundidades < 10 m y $N < 20$ para profundidades > 10 m.

La susceptibilidad de licuefacción puede estimarse a partir de diversos métodos, Blázquez (2001). Uno de los más utilizados es el método de Seed e Idriss (1971).

Según este método el suelo licuará si la razón de tensión tangencial cíclica CSR (*cyclic shear stress ratio*) producida por un sismo es mayor que la resistencia tangencial del suelo:

$$CSR = \frac{\tau_{cm}}{\sigma'_v} = 0,65 \frac{\sigma_v}{\sigma'_v} \frac{a_{max}}{g} r_d$$

donde:

τ_{cm} = esfuerzo cortante cíclico medio

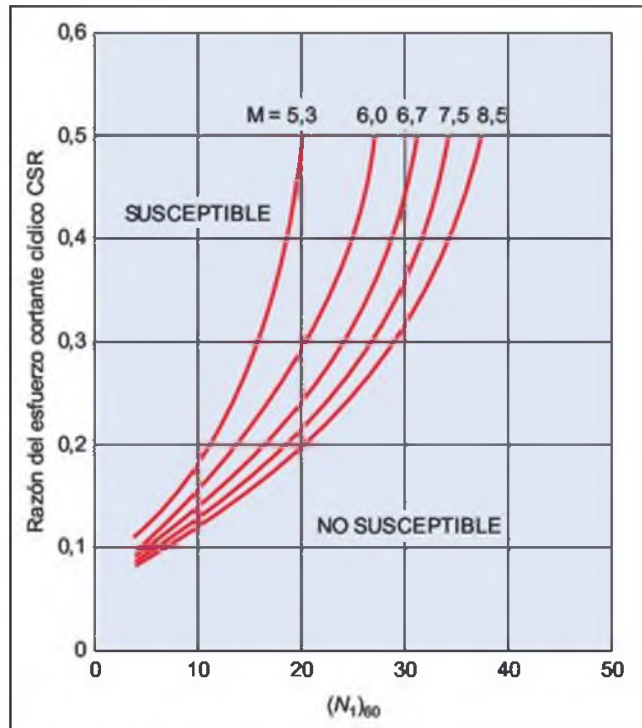


Figura 15.19 Susceptibilidad de licuefacción de un suelo en función de $(N_1)_{60}$ y la razón del esfuerzo cortante cíclico CSR (Ho *et al.*, 1986).

σ_v = tensión total

σ'_v = tensión efectiva

a_{max} = aceleración máxima horizontal

g = aceleración de la gravedad

r_d = factor de reducción con la profundidad ($r_d = 1 - 0,015z$, siendo z la profundidad)

A partir de datos empíricos se puede estimar si el suelo es susceptible de licuefacción. Calculando el valor de CSR según la expresión anterior y para un valor de $(N_1)_{60}$, en la Figura 15.19 se indica si es posible la licuefacción para varias magnitudes de terremotos.

$(N_1)_{60}$ es el valor del SPT, normalizado para una presión aproximada de 10 t/m² y una energía eficaz de golpeo del 60 %. Para obtener este valor se aplica la expresión:

$$(N_1)_{60} = NC_N C_E C_B C_R C_S$$

siendo:

— N = número de golpes del SPT.

— $C_N = (P_a/\sigma'_v)^{0,5}$. (C_N no debe exceder 1,7.)

— P_a = presión atmosférica (10 t/m² \approx 100 kPa).

- C_E varía en función de la energía de golpeo del ensayo; para el tipo «donut» $0,5 < C_E < 1,2$, para el tipo «automático» $0,8 < C_E < 1,3$ y para el tipo «safety» $0,7 < C_E < 1,7$.
- C_B indica la influencia del diámetro del sondeo, siendo igual a 1,0 para: $65 \text{ mm} < \varnothing < 115 \text{ mm}$.
- C_R varía en función de la longitud del varillaje (L); para $L < 3 \text{ m}$, $C_R = 0,75$; para $4 \text{ m} < L < 6 \text{ m}$, $C_R = 0,85$ y para $10 \text{ m} < L < 30 \text{ m}$, $C_R = 1,0$.
- $C_S = 1,0$ para tomamuestras estándar.

El método de Seed e Idriss, ha sido revisado por Youd e Idriss (2001). Para estimar la susceptibilidad de licuefacción se requiere calcular el esfuerzo cortante cíclico (CSR) ejercido por el terremoto sobre el terreno y la capacidad del suelo para resistir dicho esfuerzo (CRR). CSR se define igual que en el método inicial de Seed e Idriss, con la particularidad de que el valor de r_d se modifica:

$$r_d = 1,0 - 0,00765z \text{ para } z \leq 9,15 \text{ m}$$

$$r_d = 1,174 - 0,0267z \text{ para } 9,15 < z \leq 23 \text{ m}$$

CRR se puede calcular a partir del ensayo de penetración con piezocono CPT (Apartado 6.5 del Capítulo 6) o bien a partir del SPT, o de la velocidad de

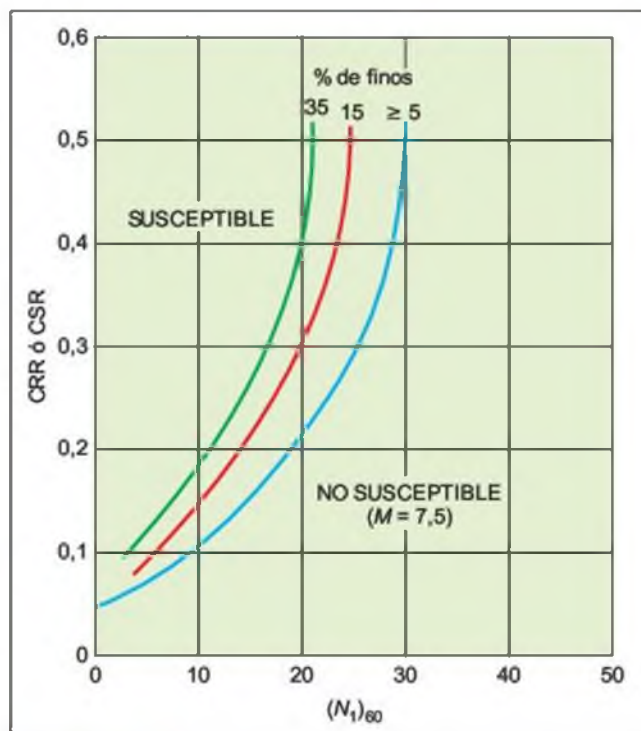


Figura 15.20 Susceptibilidad de licuefacción en función del SPT ($(N_1)_{60}$) para un terremoto de magnitud 7,5 (modificado de Youd e Idriss, 2001).

las ondas transversales V_s , siendo el CPT el que ofrece los mejores resultados.

En la Figura 15.20 se muestra la relación entre CRR ó CSR y el valor de $(N_1)_{60}$, indicando el límite entre los suelos susceptibles y los no susceptibles de licuefacción para un terremoto de magnitud 7,5 y distinto contenido en finos.

El método de Yegian y Whitman (1978), permite igualmente estimar la susceptibilidad de licuefacción. Si los esfuerzos cortantes, S_c , causados por el terremoto superan la resistencia tangencial del suelo, \bar{S}_c , es posible la licuefacción. El índice de licuefacción potencial IPL se expresa como:

$$IPL = \frac{S_{c \text{ terremoto}}}{\bar{S}_{c \text{ suelo}}}$$

Para $IPL > 1$ es posible la licuefacción.

El valor de la tensión al corte debida al terremoto se estima a partir de:

$$S_c = \frac{e^{(0,5M)H}}{(R + 16)\sigma'_v}$$

donde M es la magnitud del terremoto, H es la profundidad considerada, en pies (ft), R es la distancia al foco (en millas) y σ'_v son las tensiones efectivas, en libras por pulgada al cuadrado (psi) ($1 \text{ t/m}^2 \approx 1,42 \text{ psi}$). La resistencia al corte del suelo \bar{S}_c se calcula según se indica en la Figura 15.21. $(N_1)_{60}$ se estima a partir de la anterior expresión.

El índice de licuefacción potencial (ILP) puede expresarse como:

$$ILP = \frac{e^{(0,5M)H}}{(R + 16)\sigma'_v \bar{S}_c}$$

Deslizamientos inducidos por sismos

Una de las causas más frecuentes de daños asociados a terremotos son los deslizamientos (Capítulo 14), aunque se requiere que la intensidad sea alta para que éstos tengan lugar (Figura 15.22 y Recuadro 15.1). Según datos empíricos, por debajo de intensidad VIII no se han apreciado deslizamientos importantes. Algunos de los factores a considerar en la estimación de la susceptibilidad frente a deslizamientos por terremotos son los siguientes:

- Laderas inestables o en condiciones precarias de estabilidad previas al terremoto.
- Pendientes elevadas.

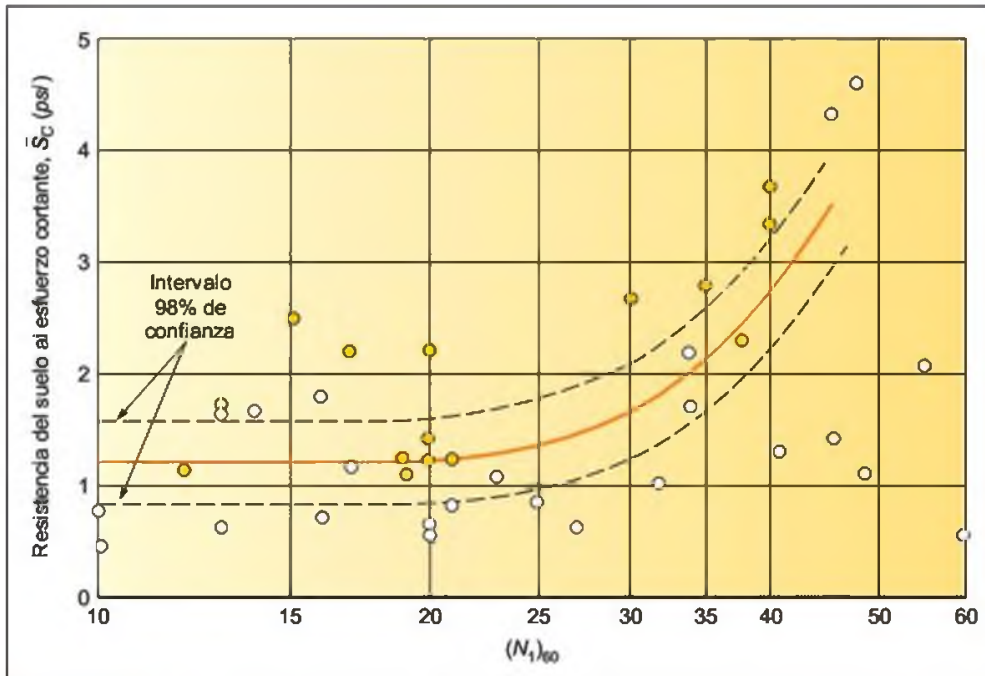


Figura 15.21 Relación entre el valor de $(N_1)_{60}$ y la resistencia al corte del suelo (Yegian y Whitman, 1978).



Recuadro 15.2

Ejemplo de cálculo de la susceptibilidad de licuefacción

Determinar la susceptibilidad de licuefacción de unas arenas con bajo contenido en finos situadas a 3 m de profundidad, con el nivel freático a 2 m, siendo $N = 12$, para un terremoto de $M = 7,5$ y $R = 25$ millas.

- Según el método de Yegian y Whitman:

$$H = 10 \text{ pies}$$

$$\sigma'_v = 6 \text{ psi}$$

$$(N_1)_{60} = 12 \times 1,54 \times 1,05 \times 1,0 \times 0,75 \times 1,0 = 14,5 \approx 15$$

A partir de la Figura 15.21 para $(N_1)_{60} = 15$, $\bar{S}_c = 1,2$

$$ILP = \frac{e^{(0,5 \times 7,5)} \times 10}{(25 + 16) \times 6 \times 1,2} = 1,4$$

Al ser $ILP > 1$ la licuefacción es posible.

- Si se aplica el método de Seed e Idriss:

$$\sigma'_v = 5,2 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma'_v = 4,2 \text{ t/m}^2$$

$$a_{max} = 0,3g \text{ (dato de partida)}$$

$$r_d = 0,95$$

$$CSR = 0,65 \times \frac{5,2}{4,2} \times 0,3 \times 0,95 = 0,23$$

De acuerdo con la Figura 15.19, para una magnitud de 7,5 y $(N_1)_{60} = 15$ es posible la licuefacción.

- Si se aplica la modificación de Youd e Idriss, se obtiene: $r_d = 0,977$ y $CSR = 0,23$.

En la Figura 15.20 se entra en la curva de contenido en finos ≥ 5 , con los valores de $CSR = 0,23$ y $(N_1)_{60} = 15$, obteniéndose que es posible la licuefacción.

Obsérvese que para aplicar el método de Seed e Idriss se necesita conocer la aceleración y para aplicar el método de Yegian y Whitman la magnitud. En ambos casos se precisa el valor del SPT, aunque la modificación de Youd e Idriss también permite el cálculo de CRR a partir de CPT y V_s .

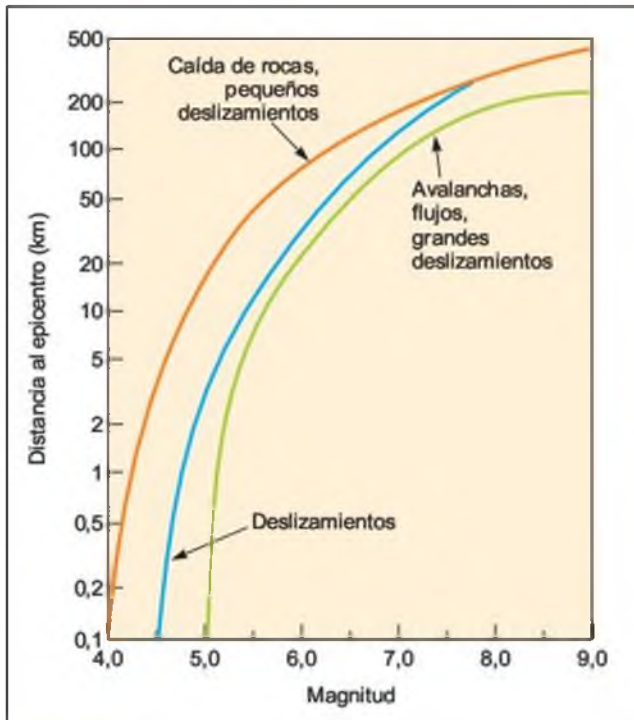


Figura 15.22 Susceptibilidad de deslizamientos inducidos por terremotos (Hays, 1990).

- Suelos de baja resistencia o de estructura metaestable (arcillas rápidas, suelos colapsables, etc.).
- Escarpes rocosos con riesgo de desprendimientos.

El análisis de la susceptibilidad frente a deslizamientos inducidos por sismos puede realizarse por métodos cualitativos en función de los factores condicionantes, o por métodos analíticos como el método pseudoestático, que permite asignar la acción sísmica a una fuerza estática horizontal, la cual se incorpora a la ecuación de equilibrio límite. Dicha fuerza pseudoestática es el producto de un coeficiente sísmico k_h y del peso W de la masa de suelo analizada:

$$p = k_h W = \frac{a_h}{g} W$$

siendo

$$k_h = \frac{a_h}{g}$$

donde a_h es la aceleración máxima horizontal y g es la aceleración de la gravedad.

Para un cálculo más preciso de k_h se remite al Eurocódigo 8, ya que la anterior expresión aporta resultados conservadores.

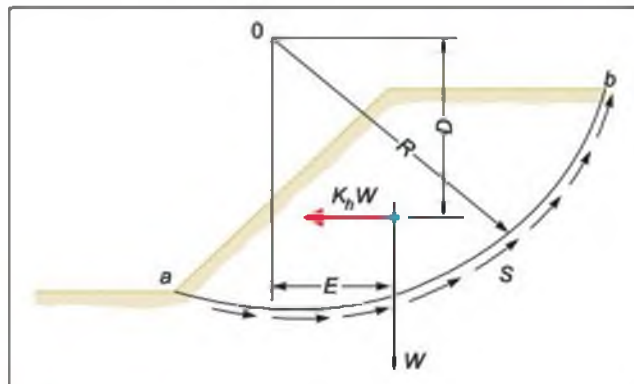


Figura 15.23 Análisis pseudoestático de estabilidad de taludes (Wang y Law, 1994).

Para condiciones de equilibrio límite el factor de seguridad sería (Figura 15.23):

$$F = \frac{LSR}{WE + k_h WD}$$

donde:

- L = longitud de la superficie de rotura (ab).
- S = resistencia al corte por unidad de área.
- R = radio del círculo de deslizamiento o distancia con respecto al momento resistente.
- E y D = distancias con respecto al momento deslizante debidas al peso y a la fuerza sísmica.
- W = peso por unidad de longitud en sentido perpendicular al plano de la sección analizada.

Este cálculo se refiere a deslizamientos circulares y, por tanto, no es de aplicación general, ya que las roturas pueden presentar otras tipologías (Capítulos 9 y 14).

Roturas por fallas

Uno de los efectos de los terremotos es la rotura de la superficie del terreno por desplazamiento de fallas activas. La dislocación que se produce a lo largo de una falla como consecuencia de un terremoto puede manifestarse en superficie originando un escarpe, agrietamientos, o deslizamientos con una zona de rotura a lo largo de la falla.

Los movimientos en la superficie del terreno por fallas activas están asociados a terremotos importantes con magnitudes superiores o iguales a 6,0, y sus efectos dependen de múltiples factores, entre otros:

- Naturaleza del suelo y propiedades dinámicas del mismo.

- Espesor de recubrimientos por encima del sustrato o nivel resistente.
- Características del terremoto, magnitud, profundidad, distancia al epicentro, etc.
- Tipo de falla, fallas asociadas, etc.

El efecto amplificador de las aceleraciones a lo largo de las fallas se ha comprobado en grandes terremotos, con valores de aceleración máxima horizontal que han alcanzado picos de más del doble de la aceleración registrada en zonas cercanas al epicentro. Este efecto amplificador, junto con el movimiento característico que se produce a lo largo de la falla, tiene un gran potencial destructivo y constituye un factor determinante en la peligrosidad sísmica y sus aplicaciones en ingeniería geológica (evaluación de emplazamientos para infraestructuras, planificación territorial y urbana, etc.). Como consecuencia, es fundamental localizar las posibles fallas sismogénicas, incluyendo las llamadas fallas «ocultas» (fallas no visibles al estar cubiertas por sedimentos).

Algunos de los aspectos observados en relación al fallamiento superficial son los siguientes (Wang y Law, 1994):

- Los movimientos tipo «creep» pueden inducir roturas superficiales, con menor probabilidad si el espesor de recubrimientos por encima del sustrato es superior a los 5 m.

- La dislocación que se produce en una falla «oculta» puede producir fallamiento superficial en el terreno.
- Para terremotos de magnitud $M \geq 6$ y de poca profundidad (10-30 km), es prácticamente segura la dislocación tectónica en superficie.
- A partir de 30 m de espesor de recubrimientos sobre el sustrato las posibilidades de que se den roturas en superficie son bajas.
- El ancho de la zona de rotura superficial suele ser del orden de varios metros o varias decenas de metros, es decir, constituye un estrecho corredor, aunque la longitud de fractura tectónica puede extenderse a cientos de metros.

El espesor de recubrimientos ejerce una influencia importante en el fallamiento superficial, dada su capacidad para absorber energía, por lo que la rotura superficial puede depender de este espesor. Sin embargo, el tipo de falla es determinante en la dislocación: las fallas traslacionales producen movimientos en superficie independientemente del espesor de sedimentos, pero las fallas normales o inversas necesitan grandes espesores de sedimentos para absorber la deformación.

En el Apartado 15.2 se incluyen varias relaciones entre el desplazamiento, longitud y área de la falla y magnitud del terremoto.

15.7

Aplicaciones en ingeniería geológica

Los estudios de riesgo sísmico implican a múltiples disciplinas y actividades (geología, sismología, ingeniería, arquitectura, planificación, protección civil, etc.), con el objetivo común de evitar o disminuir los daños por terremotos. En ingeniería geológica las principales aplicaciones de estos estudios son las siguientes:

- **Selección de emplazamientos.** Criterios sísmicos, geológicos y geotécnicos para la selección de emplazamientos para presas, puentes, estructuras singulares, plantas industriales, centrales de energía, instalaciones radiactivas, etc.

- **Planificación territorial y urbana.** Zonificación sísmica regional y microzonación sísmica urbana (mapas de microzonación) para la planificación, elaboración de normativas, diseño sísmorresistente y usos del suelo.
- **Prevención sísmica y medidas de mitigación.** El objetivo de estos estudios es aportar criterios para evaluar las pérdidas o daños que pudieran producirse como consecuencia de los terremotos esperables en la región. Los estudios más característicos son los de vulnerabilidad de estructuras, edificios, instalaciones, etc., estimación de posibles pérdidas y propuesta de medidas de mitigación y planes de prevención.

Estudios de riesgo sísmico para emplazamientos

Los emplazamientos para presas, edificaciones singulares, instalaciones de alta seguridad, y en general cualquier infraestructura importante, requieren unas condiciones de estabilidad geológica, sísmica o geotécnica adecuadas, por lo cual es necesario efectuar la siguiente secuencia de estudios en relación con el riesgo sísmico:

1. **Peligrosidad sísmica** regional de acuerdo con los criterios anteriormente descritos, obteniéndose los parámetros sísmicos de terremotos correspondientes a un periodo de retorno determinado.
2. **Terremoto de diseño** según el tipo de estructura y la seguridad exigida al emplazamiento. En el Cuadro 13.2 del Capítulo 13 se muestran los periodos de vida útil para distintas instalaciones, y en el Apartado 13.3 los periodos de retorno utilizados para la selección del terremoto de diseño.
3. **Efectos inducidos** por el terremoto en función de las condiciones geológicas y geotécnicas en el emplazamiento. Los principales riesgos a considerar son:
 - Licuefacción.
 - Deslizamientos.
 - Fallamiento superficial.
 - Tsunamis.
4. **Respuesta sísmica local** teniendo en cuenta las propiedades del suelo, topografía y efectos inducidos, amplificación de suelos y espectro de respuesta.
5. **Evaluación de emplazamientos.** La presencia de procesos o riesgos (licuefacción, roturas superficiales por fallas, deslizamientos, etc.), se considera, en principio, **factor de exclusión** para el apoyo o cimentación de estructuras. Sin embargo, es fundamental tener en cuenta la probabilidad de ocurrencia de los riesgos y el grado de seguridad exigida a los emplazamientos y estructuras. Es necesario efectuar un detallado análisis de la peligrosidad sísmica regional y estimar la probabilidad de que se produzca el terremoto capaz de inducir el fenómeno, así como identificar la presencia de fallas activas.

En zonas de sismicidad alta se considera **excluyente** la presencia de algunos de los riesgos citados para emplazar cualquier tipo de estructura importante, edificación o instalación. En zonas de sismicidad moderada deben valorarse los factores de peligrosidad y

el grado de seguridad exigido a la estructura, siendo en cualquier caso necesario determinar si existe una probabilidad razonable de que se produzca una rotura superficial del terreno durante la vida de la estructura.

Otro aspecto a tener en cuenta en el emplazamiento es la amplificación de la respuesta sísmica, fundamental en el diseño de estructuras y cimentaciones y que puede tener **carácter condicionante** en determinados tipos de instalaciones, especialmente en regiones de alta sismicidad.

La respuesta sísmica local debe analizarse en relación con las normativas sismorresistentes y el tipo de estructura a proyectar y su función. Es importante tener en cuenta que algunas infraestructuras tienen funciones de «**líneas de vida**» (*lifelines*), es decir, que deben ser no solo estructuralmente estables, sino operativas en caso de terremoto (hospitales, centrales, redes de suministro, vías de comunicación, etc.).

Microzonación sísmica

La microzonación sísmica es un método de gran importancia en el estudio de la peligrosidad sísmica en zonas urbanas. Consiste en la identificación y caracterización de unidades litológicas, generalmente suelos, cuyas respuestas dinámicas frente a terremotos son semejantes. Además de estas unidades se incluyen los efectos inducidos (fallas, licuefacción, etc.) y se valora su peligrosidad. Los mapas resultantes, o **mapas de microzonación**, se presentan en una base cartográfica útil para fines de edificación y planificación urbana. Las escalas utilizadas suelen estar comprendidas entre 1/15.000 y 1/5.000, aunque pueden variar en función del grado de detalle requerido e información disponible.

Los aspectos más significativos a estudiar en los estudios de microzonación son los siguientes:

- Propiedades geotécnicas de los suelos, espesor, densidad, velocidad de ondas transversales, módulo de rigidez, resistencia, SPT, CPT, profundidad del nivel freático, etc.
- Susceptibilidad frente a la licuefacción, deslizamiento y roturas superficiales por fallas.
- Condiciones topográficas que puedan amplificar la respuesta sísmica.
- Peligrosidad frente a tsunamis en zonas costeras.

Existen varios métodos para analizar la respuesta sísmica con fines de microzonación. En los denominados métodos directos se analiza la señal sísmica registrada en un acelerograma procedente de un terremoto ocurrido en la zona, o de una gran vibración generada artificialmente. Cuando no se dispone de este tipo de información se puede partir de un acelerograma

grama característico del terremoto de diseño y se simula la respuesta sísmica de cada tipo de suelo presente en la zona (Apartado 15.5). Los resultados de los estudios de microzonación se presentan en mapas en los que se muestran líneas de isovalores o unidades cartográficas, cuya respuesta sísmica es semejante en un período de retorno determinado. En la Figura 15.24 se muestra un ejemplo.

Estimación de la vulnerabilidad sísmica

Los estudios de riesgo sísmico aplicados a la planificación urbana y a la protección civil precisan de la información relativa a las posibles pérdidas derivadas de un terremoto importante, aspecto básico para la prevención y la adopción de medidas de mitigación.

Los métodos para estimar la vulnerabilidad de los elementos estructurales expuestos a la acción de un terremoto se basan en las **matrices de probabilidad de daño** y en las **funciones de vulnerabilidad**. En los primeros se necesita conocer el tipo de edificación, el posible comportamiento de cada edificación frente a terremotos de magnitud o intensidad determinada y el daño estructural relacionado con los distintos niveles

de intensidad. Las **funciones de vulnerabilidad** consisten en relaciones gráficas entre la vulnerabilidad estructural (o grado de daño en los distintos tipos de edificación) y la intensidad u otro parámetro significativo del terremoto (Figura 13.2 del Capítulo 13).

En la Figura 15.25 se muestra un ejemplo de la relación entre dos espectros de respuesta y los periodos dominantes de distintos tipos de edificios.

Por medio de los estudios de vulnerabilidad es posible efectuar estimaciones del grado de pérdidas que podrían producirse en una ciudad o estructura concreta para un «escenario sísmico» determinado. Estos estudios permiten conocer qué estructuras o zonas de la ciudad son más vulnerables y la gravedad de los daños, incluso qué instalaciones pueden quedar sin servicio o verse seriamente afectadas. También se pueden hacer estimaciones sobre pérdidas de vidas humanas. Estos datos son muy importantes para los planes de prevención y de mitigación sísmica, que incluyen no sólo actuaciones técnicas sino acciones sociales, informativas, educativas, de gestión, etc., aspectos fundamentales para la mitigación del riesgo sísmico. Para una descripción detallada de los distintos aspectos relacionados con la vulnerabilidad sísmica se remite a Coburn y Spence (1992) y Barbat (1998).

En la Figura 15.26 se muestra un ejemplo de mapa de peligrosidad y de vulnerabilidad sísmica.

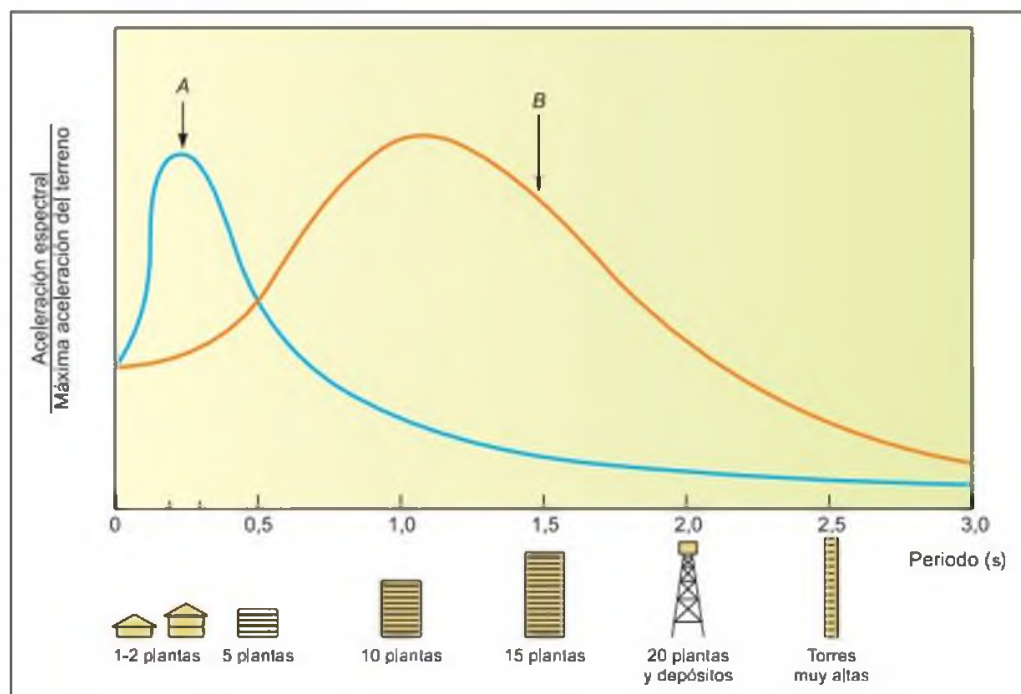
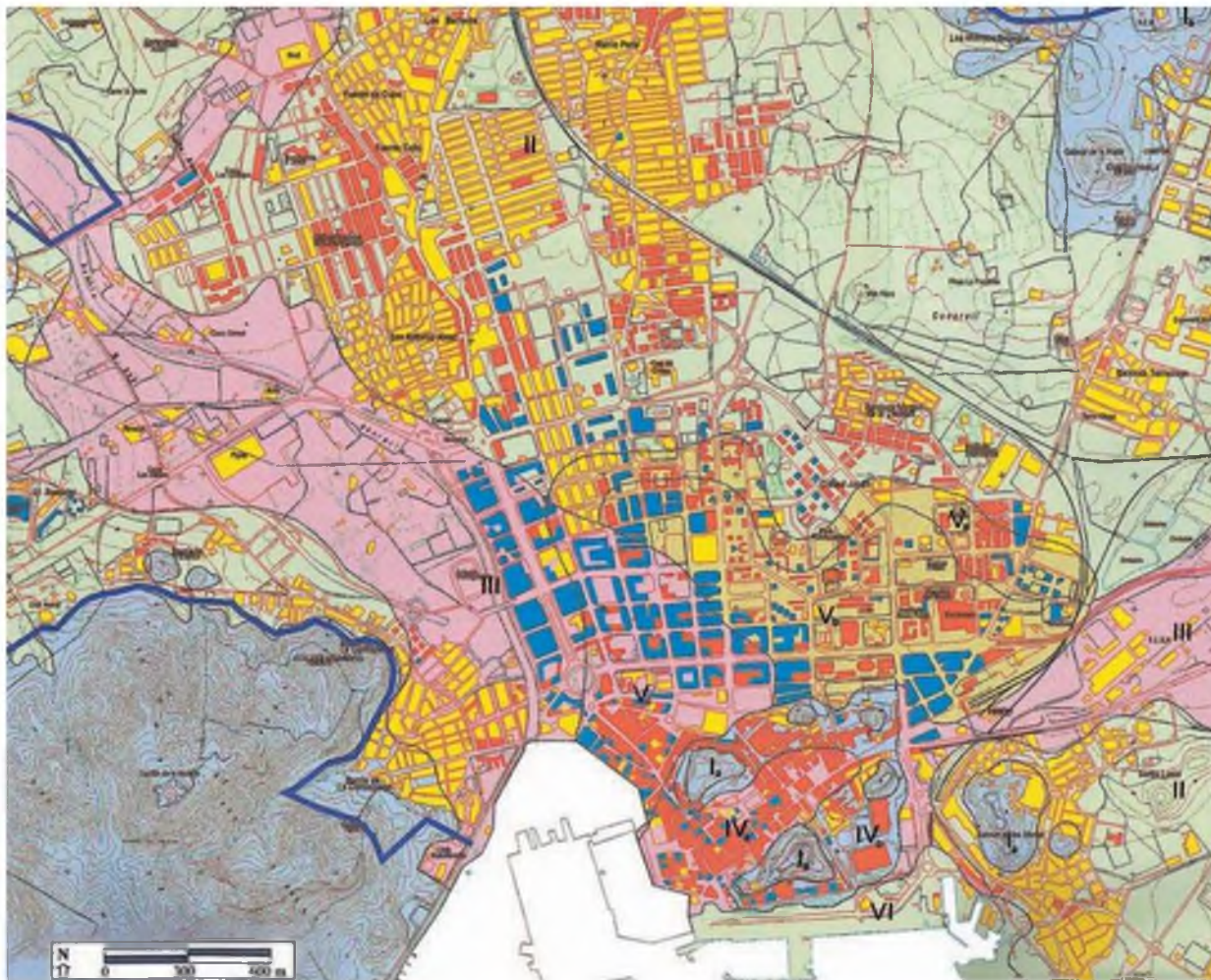


Figura 15.25 Espectros de respuesta y periodos naturales de distintos tipos de edificio (Coburn y Spence, 1992). El período dominante de los edificios más bajos coincide con el período del espectro A, mientras que los edificios más altos (10-15 plantas) coinciden con el período dominante del espectro B. El espectro A puede ser característico de un terremoto cercano al emplazamiento o de suelos duros, mientras que el espectro B correspondería a un terremoto lejano o de suelos blandos.



Respuesta sísmica y vulnerabilidad de la edificación							
Zona	Vibración del terreno		Porcentaje edificios			Tipo de edificios vulnerables	Respuesta sísmica
	Amplificación máxima(*)	Periodo(s)	Tipo 1	Tipo 2	Tipo 3		
Ia	Muy baja	—	100	—	—	Ninguno	Muy baja
Ib	Muy baja	0,04	95	5	—	Ninguno	Muy baja
II	Media	0,043	78	17	5	Ninguno	Baja
III	Media	0,25	79	3	18	1	Media-alta
IVa	Media	0,37	20	50	30	2 – 1 – 3	Media-alta
IVb	Muy baja	—	40	50	10	Ninguno	Muy baja
Va	Muy alta	0,095	27	51	22	1	Media
Vb	Media	0,07	13	48	39	1 – 2	Media
Vc	Alta	0,3	19	34	47	2 – 1 – 3	Media-alta
VI	Baja	0,45	90	10	0	2 – 3	Baja
Terremoto de referencia:				Tipo de edificio	Nº plantas	Periodo natural de vibración (s)	
Magnitud Richter: 4,7				1	1 – 2	0,1 a 0,3	
Probabilidad de ocurrencia en 100 años: 9,5%				2	3 – 5	0,3 a 0,6	
(*) para el terremoto de referencia				III	> 5	> 0,6	

Figura 15.24 Mapa de respuesta sísmica de la ciudad de Cartagena, Murcia; escala original 1:15.000 (cortesía del IGME).

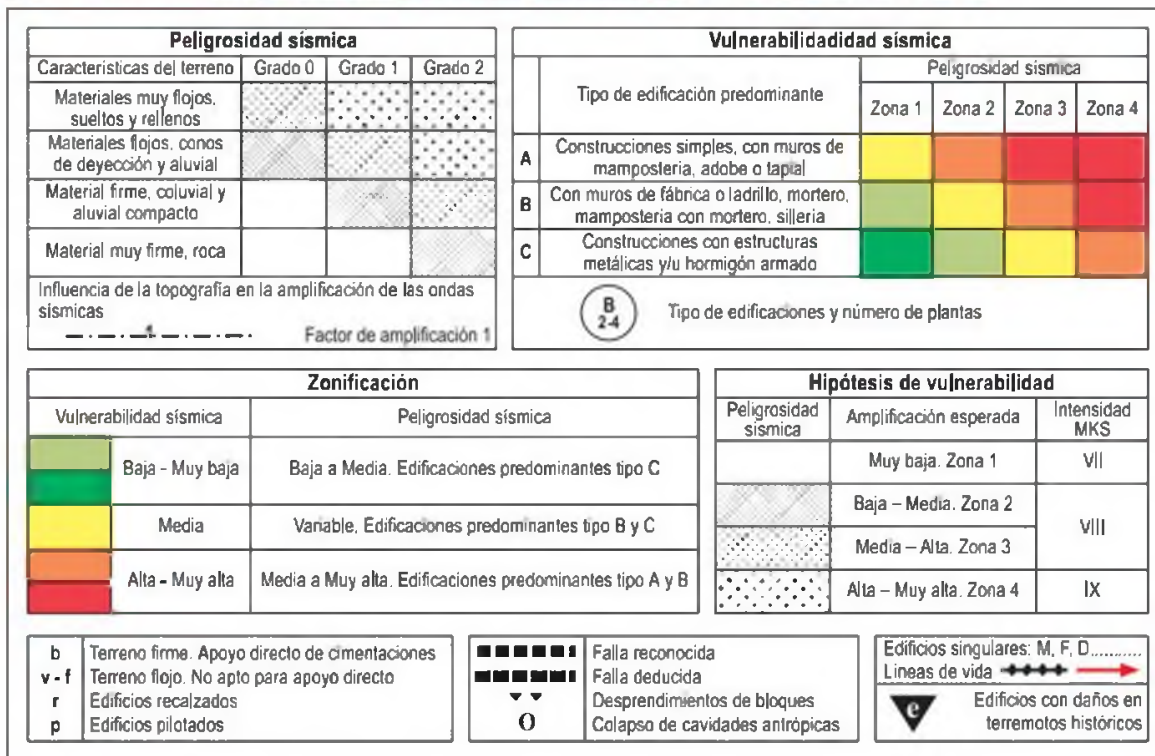


Figura 15.26 Mapa de peligrosidad y de vulnerabilidad sísmica de la ciudad de Lorca, Murcia; escala original 1:5.000 (cortesía del IGME).



Recuadro 15.3

El terremoto de Kocaeli (Turquía) del 17 de agosto de 1999

A las 03:02 hora local un gran terremoto de magnitud 7,4 sacudió parte del noroeste de Turquía, al producirse la ruptura de una de las fallas del sistema Norte de la Falla de Anatolia, cuya longitud total es de unos 1.500 km. El segmento de falla desplazado fue de 150 km. El terremoto causó 17.127 muertos, 43.953 heridos y más de 250.000 personas desplazadas. Las pérdidas han podido llegar al 3 % del PIB de Turquía.

A pesar de que la edificación en la zona afectada era de hormigón armado, más de 20.000 edificios colapsaron por causa de la mala calidad de construcción e incumplimiento de las normas. Sin embargo, gran parte de los

daños se debieron a fallos del terreno por efecto de las condiciones locales. En la zona de falla se registraron grandes aceleraciones, de hasta 0,42 g, causando la destrucción total en un corredor de 5 a 22 m de ancho, correspondiente a la ruptura superficial de la falla. El máximo desplazamiento lateral a lo largo de la misma fue de 5 m (Figuras A y B). Además de estas roturas en el terreno se registraron otras por colapsos, hundimientos y sobre todo por licuefacción de suelos. Las zonas costeras de las ciudades afectadas, situadas sobre aluviales y rellenos artificiales, sufrieron las peores consecuencias (Figuras C, D y E).



Figura A. Desplazamiento lateral de 445 cm producido por falla superficial (foto L. González de Vallejo).



Figura B. Desplazamiento lateral de 290 cm por falla superficial (foto L. González de Vallejo).



Figura C. Subsistencia tectónica producida por fallas normales durante el terremoto de Kocaeli, con inundación de la primera planta del edificio (Yilmazer, 2000).



Figura D. El mismo edificio de la Figura C destruido por las réplicas sísmicas un mes más tarde (Yilmazer, 2000).



Figura E. Roturas producidas por licuefacción en un parque cerca del mar, Gölcük (foto L. González de Vallejo).



Figura F. Desplazamiento en los tableros de un viaducto de la autopista Estambul-Ankara (foto L. González de Vallejo).

La Autovía Trans-Europea entre Ankara y Estambul fue seriamente dañada, a pesar de haber sido construida recientemente siguiendo las normas sismorresistentes de California. Uno de sus principales viaductos, de 3,4 km de longitud, quedó inutilizado, aunque sus pilares no sufrieron daños. Las grandes aceleraciones y movimientos de torsión produjeron desplazamientos en los tableros que llegaron al límite de su estabilidad (Figura F). Este viaducto estaba situado muy próximo a la falla sísmo-geológica.

La experiencia de este terremoto pone de manifiesto los siguientes aspectos:

- El terremoto tuvo lugar en una de las regiones de mayor historia sísmica y donde eran previsibles terremotos semejantes.
- El incumplimiento de las normas sismorresistentes y la mala calidad de la construcción determinaron el fallo de gran parte de los edificios.
- En la planificación urbana no se tuvo en cuenta la presencia de suelos licuefactables, ni las roturas superficiales por fallas y otros efectos sísmicos locales.
- El emplazamiento inadecuado del viaducto con respecto a la falla fue decisivo en la amplificación sísmica, lo que determinó su inutilización.

Bibliografía recomendada

- Coburn, A. W. y Spence, R. J. (1992). *Earthquake protection*. John Wiley & Sons, New York.
- Dowrick, D. J. (2000). *Earthquake resistant design*. John Wiley & Sons, London, 2nd Ed.
- Reiter, L. (1990). *Earthquake hazard analysis*. Columbia University Press, New York.

Referencias bibliográficas

- AFPS (1990). *Recommendations pour la redaction de regles relatives aux ouvrages et installations a realiser dans las regions sujettes aux seimes*. Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, Paris.

- Ambraseys, N. M. (1985). Magnitude-fault length. Relationship for earthquakes in the Middle East. *Proc. Symp. Historical Seismograms and Earthquakes*. IAESPI-UNESCO.
- Barbat, A. H. (1998). *El riesgo sísmico en el diseño de edificios*. Ed. Calidad Siderúrgica, Madrid.
- Berryman, K. y Beanland, S. (1991). Variation in fault behaviour in different tectonic provinces of New Zealand. *Journal of Structural Geology*, 13 (2), pp. 177-189.
- Blázquez, R. (2001). Potencial de licuefacción de suelos. II Congreso Iberoamericano de Ingeniería Sísmica. Asoc. Esp. Ing. Sísmica. Madrid.
- Coburn, A., W., Spence, R. J. y Zuccaro, G. (1987). *Seismic risk to populations in Campania*. University of Cambridge U.K.

- Coburn, A. W. y Spence, R. J. (1992). Earthquake protection. John Wiley & Sons, New York.
- Cornell, C. A. (1968). Engineering seismic risk analysis. *Bull. Seismological Soc. Amer.* 58, pp. 1583-1606.
- Crone, A. J., Machette, M. N. y Bowman, J. R. (1992). Geologic investigations of the Tennat Creek, Australia, Earthquake. Implications for paleoseismicity in stable continental regions. *U.S. Geol. Sur. Bull.*, 2032-A, pp. 1-51.
- Cuellar, V., Blazquez, R. y Olalla, C. (1979). Determinación de las acciones sísmicas de diseño e influencia del terreno en sus características. *Bol. Soc. Esp. Mec. del Suelo*, n.º 4, pp. 3-25.
- Dowrick, D. J. (2000). Earthquake resistant design. John Wiley & Sons, London, 2nd Ed.
- Eurocódigo 8 (1996). Proyecto para resistencia al sismo de las estructuras. AENOR, Madrid.
- González de Vallejo, L. I. (1994). Seismotectonic hazard for engineering projects in moderate seismic regions. Keynote Lecture. 7th Inter. Confer. Int. Assoc. Engineering Geology, IAEG. Lisboa
- Hays, W. (1990). Earthquake vulnerability. Cooperative Project for Seismic Risk Reduction in the Mediterranean Region. UNDP/OPS/UNDRO, Trieste.
- Helle, L. (1983). Risque sismique et stabilité des pentes. Application aux barrages. Thèse l'Université de Grenoble.
- Ho, C. L. and Kavazanjian, E. (1986). Probabilistic study of SPT liquefaction analysis. *Proc. ASCE Conf. In situ Testing*. Blacksburg, Virginia, pp. 602-616.
- Keller, E. A. y Pinter, N. (1996). Active tectonics. Earthquakes, uplift, and landscape. Prentice Hall.
- Mulas, J. (1992). Estudios de microzonación de la peligrosidad y vulnerabilidad sísmica en Alcoy y Lorca. En: Reducción de Riesgos Geológicos. IGME, pp. 25-752.
- Murphy J. R. and O'Brian L. J. (1977). The correlation of peak ground acceleration amplitudes with seismic intensity and other physical parameters. *Bull. Seismological Soc. Amer.* 67, pp. 877-915.
- NCSE-94 (1994). Norma de construcción sismorresistente. BOE 8 de febrero de 1995 (3936-3980), Madrid.
- NCSR-02 (2002). Norma de construcción sismorresistente: parte general y edificación. BOE n.º 244, del 11 de octubre de 2002 (35898-35967), Madrid.
- Obermeier, S. F. (1996). Use of liquefaction-induced fractures for paleoseismic analysis. *Engineering Geology*, 44 (1-76).
- Pastor, M., Blázquez, R. y Olalla, C. (1983). Caracterización en laboratorio de las propiedades dinámicas de los suelos. *Revista de Obras Públicas*, pp. 423-432, Madrid.
- Pierce, K. L. (1986). Dating methods. In: Active tectonics. Wallace, R.E. Edit. National Academic Press, pp. 195-214.
- Schnabel, P. B., Lysmer, J. y Seed, H. B. (1972). A computer program for earthquake response analysis of horizontally layered sites. Rep. EERC 72-12. University of California at Berkeley.
- Scholz, C. H. (1990). The mechanics of earthquakes and faulting. Cambridge University Press.
- Seed, H. B. y Idriss, I. M. (1971). Simplified procedure for evaluating soil liquefaction potential. *Jl. Soil Mech. F. Div. ASCE*, vol. 97 SM 7.
- Seed, H. B., Ugas, C. y Lysmer, J. (1974). Site dependent spectra for earthquake resistant design. Rep. EERC 74-12. University of California at Berkeley.
- Sibson, R. H. (1983). Continental fault structure and shallow earthquake source. *Jl. Geol. Soc. London*, 140: 747-767.
- Slemmons, D. B. (1982). Determination of design earthquakes magnitudes for microzonation. 3rd Inter. Earthquake Microzonation Conf, pp. 119-130.
- Trifunac, M. D. and Brady A. G. (1975). A study on the duration of strong earthquake ground motion. *Bull. Seismological Soc. Amer.*, vol. 65 n.º 3.
- USNRC (1997a). Seismic and geologic siting criteria for nuclear power plants. Appendix A. 10 C.F.R.E. Part 100.
- USNRC (1997b). Identification and characterization of seismic sources, deterministic source earthquakes and ground motions. Regulatory Guide. 1165.
- Villamor, P. y Berryman, K. R. (1999). La tasa de desplazamiento de una falla como aproximación de primer orden en las estimaciones de peligrosidad sísmica. 1^{er} Congreso Nac. Ingeniería Sísmica, Murcia, pp. 153-163.
- Wang, J. G. Z. Q. y Law, K. I. (1994). Siting in earthquake zones. Balkema.
- Wyss, M. (1979). Estimating maximum expectable magnitude of earthquakes from fault dimensions. *Geology*, 7, pp. 336-340.
- Yegian, M. K. y Whitman, R. V. (1978). Risk analysis for ground failure by liquefaction. *Jl. Geotech. Eng. Div., ASCE*, vol. 107, n.º GT7, pp. 921-938.
- Yilmazer, I. (2000). Course on natural hazards and disaster prevention. Chamber of Geological Engineers of Turkey, Ankara.
- Youd, T. L. e Idriss, I. M. (2001). Liquefaction resistance of soils: summary report from the 1996 NCEER and 1998 NCEER/NSF Workshops on Evaluation of Liquefaction Resistance of Soils. ASCE. *Jl. of Geotech. and Geoenvironmental Engineering*, vol. 127, n.º 4, pp. 297-313.

APÉNDICE A

Tabla de conversión de unidades de presión

	kg/cm ²	ψm ²	N/m ²	kN/m ²	MN/m ²	dina/cm ²	Pa	MPa	GPa	bar	kbar	atmósfera	psi
kg/cm ²	1,0	10	9,81 × 10 ⁴	98,1	9,8 × 10 ⁻²	9,81 × 10 ⁵	9,81 × 10 ⁴	9,8 × 10 ⁻²	9,8 × 10 ⁻⁵	0,981	9,8 × 10 ⁻⁴	0,968	14,2
ψm ²	0,1	1,0	9,81 × 10 ³	9,81	9,8 × 10 ⁻³	9,81 × 10 ⁴	9,81 × 10 ³	9,81 × 10 ⁻³	9,8 × 10 ⁻⁶	9,81 × 10 ⁻²	9,8 × 10 ⁻⁵	9,68 × 10 ⁻²	1,42
N/m ²	1,02 × 10 ⁻⁵	1,02 × 10 ⁻⁴	1,0	10 ⁻³	10 ⁻⁶	10	1,0	10 ⁻⁶	10 ⁻⁹	10 ⁻⁶	10 ⁻⁸	9,9 × 10 ⁻⁶	1,45 × 10 ⁻⁴
kN/m ²	10 ⁻²	0,102	10 ³	1,0	10 ⁻³	10 ⁴	10 ³	10 ⁻³	10 ⁻⁶	10 ⁻²	10 ⁻⁵	9,87 × 10 ⁻³	0,145
MN/m ²	10,2	1,02 × 10 ²	10 ⁶	10 ³	1,0	10 ⁷	10 ⁶	1,0	10 ⁻³	10	10 ⁻²	9,87	145,2
dina/cm ²	10 ⁻⁶	1,02 × 10 ⁻⁵	0,1	10 ⁻⁴	10 ⁻⁷	1,0	0,1	10 ⁻⁷	10 ⁻¹⁰	10 ⁻⁶	10 ⁻⁸	9,9 × 10 ⁻⁷	1,45 × 10 ⁻⁵
Pa	1,02 × 10 ⁻⁵	1,02 × 10 ⁻⁴	1,0	10 ⁻³	10 ⁻⁶	10	1,0	10 ⁻⁶	10 ⁻⁹	10 ⁻⁶	10 ⁻⁸	9,9 × 10 ⁻⁶	1,45 × 10 ⁻⁴
MPa	10,2	1,02 × 10 ²	10 ⁶	10 ³	1,0	10 ⁷	10 ⁶	1,0	10 ⁻³	10	10 ⁻²	9,87	145,2
GPa	1,02 × 10 ⁴	1,02 × 10 ⁵	10 ⁸	10 ⁶	10 ³	10 ¹⁰	10 ⁹	10 ³	1,0	10 ⁴	10	9,87 × 10 ³	1,451 × 10 ⁵
bar	1,02	10,2	10 ⁵	10 ²	0,1	10 ⁶	10 ⁵	0,1	10 ⁻⁴	1,0	10 ⁻³	0,987	14,52
kbar	1,02 × 10 ³	1,02 × 10 ⁴	10 ⁸	10 ⁵	10 ²	10 ⁹	10 ⁸	10 ²	0,1	10 ³	1,0	9,87 × 10 ²	1,452 × 10 ⁴
atmósfera	1,033	10,33	1,013 × 10 ⁵	1,013 × 10 ²	0,1013	1,013 × 10 ⁶	1,012 × 10 ⁵	0,1012	1,012 × 10 ⁻⁴	1,013	1,013 × 10 ⁻³	1,0	14,66
psi	7 × 10 ⁻²	0,7	6,89 × 10 ³	6,89	6,89 × 10 ⁻³	6,89 × 10 ⁴	6,89 × 10 ³	6,89 × 10 ⁻³	6,9 × 10 ⁻⁶	6,9 × 10 ⁻²	6,9 × 10 ⁻⁶	6,8 × 10 ⁻²	1,0

APÉNDICE B

Lista de símbolos

Cuando los símbolos incluidos en la siguiente relación tienen significado distinto al aquí descrito, se indica expresamente en el texto. Los símbolos que no se incluyen en la relación se definen en el texto en el lugar en que aparecen.

<i>A</i>	Área Parámetro de Skempton (ensayo triaxial) Constante dependiente del valor del parámetro <i>m</i> (criterio de Hoek y Brown) Sección de paso de agua en la Ley de Darcy	<i>c_c</i>	Índice de compresión de un suelo en un proceso de consolidación
<i>a</i>	Parámetro que representa el nivel de sismicidad en una región (relación de Gutenberg-Richter) Aceleración Abertura de las discontinuidades	<i>c_p, c'_p</i>	Cohesión de pico (total, efectiva)
<i>B</i>	Parámetro de Skempton (ensayo triaxial) Constante dependiente del valor del parámetro <i>m</i> (criterio de Hoek y Brown) Módulo de elasticidad volumétrico del agua Factor de goteo en acuíferos semiconfinados	<i>c_r, c'_r</i>	Cohesión residual (total, efectiva)
<i>B_S</i>	Índice de tamaño de bloque (índice de excavabilidad de Hadjigeorgiou y Scoble)	<i>c_s</i>	Índice de entumecimiento de un suelo en un proceso de consolidación
<i>b</i>	Espesor de acuífero Parámetro que representa la relación entre el número de terremotos pequeños con respecto a los grandes (relación de Gutenberg-Richter) Espaciado entre las discontinuidades	<i>c_v</i>	Coefficiente de consolidación
<i>C</i>	Coefficiente de forma del sondeo (ensayo Lefranc) Factor de penetración (cálculo de caudales en túneles) Coste de los elementos expuestos (cálculo del riesgo)	<i>D</i>	Descenso en ensayos de bombeo
<i>C_J</i>	% de material que pasa por un tamiz de diámetro <i>D_J</i>	<i>D_J</i>	Diámetro de tamiz del ensayo granulométrico
<i>C_u</i>	Coefficiente de uniformidad de las partículas de un suelo	<i>D_r</i>	Índice de densidad o densidad relativa
<i>c, c'</i>	Cohesión (total, efectiva)	<i>d_c, d_q, d_r</i>	Factores de corrección por profundidad de la cimentación
<i>c_a, c'_a</i>	Adherencia movilizable entre terreno y pilote (total, efectiva)	<i>d_e</i>	Diámetro eficaz de partículas en un material granular
		<i>E</i>	Módulo de deformación elástica, módulo de Young o módulo de elasticidad Energía Exposición de los elementos (cálculo del riesgo)
		<i>E_D</i>	Módulo de deformación dilatométrico
		<i>E_d</i>	Módulo de elasticidad dinámico
		<i>E_h, E_c, E_p</i>	Energía potencial, cinética, de presión
		<i>E_l</i>	Módulo de deformación de la matriz rocosa
		<i>E_m</i>	Módulo edométrico
		<i>E_m, E_r, E_s</i>	Módulo de elasticidad medio, tangente, secante
		<i>E_p</i>	Módulo de deformación presiométrico
		<i>e</i>	Índice de poros o de huecos
		<i>F</i>	Fuerza Coeficiente o factor de seguridad Coeficiente de abrasividad
		<i>F_c</i>	Fuerza compresiva (ensayo uniaxial) Factor de competencia de la matriz rocosa
		<i>F_m, F_p</i>	Factores que intervienen en el cálculo del coeficiente de seguridad (método de Serrano y Olalla para cimentaciones en roca)

F_t	Fuerza traccional (ensayo uniaxial)	L	Longitud
f_1	Factor de corrección por presencia de una capa rígida (zapatas en suelos granulares)	l	Longitud
f_n	Tensión tangencial de rozamiento negativo en pilotes	l, m, n	Cosenos directores
f_s	Rozamiento lateral en el ensayo CPT Coeficiente de forma de la zapata, en suelos granulares	l_b	Longitud de la columna en el análisis del pandeo
f_i	Factor de corrección por asientos (zapatas en suelos granulares)	M	Rigidez del terreno Magnitud de un terremoto
G	Peso específico de las partículas	m	Masa
g	Aceleración de la gravedad		Parámetro dependiente de las características del macizo rocoso (criterio de Hoek y Brown)
H	Altura Desplazamiento vertical Carga hidráulica total Máxima carga litostática a lo largo de la historia geológica (índice SRF)	m_i	Parámetro dependiente de las propiedades de la matriz rocosa (criterio de Hoek y Brown)
h	Altura piezométrica o carga hidráulica	m_v	Módulo de compresibilidad volumétrica
I	Intensidad de un terremoto	N	Fuerza o carga normal sobre un plano Número de golpes del ensayo SPT
I_b	Índice de tamaño de bloque	N_B	Número de golpes en el ensayo de penetración dinámica tipo Borros
I_c	Índice de compresibilidad	N_c, N_q, N_γ	Factores de capacidad de carga que dependen del ángulo de rozamiento interno efectivo (cimentaciones en suelos)
I_D	Índice de durabilidad	N_d	Número de caídas o saltos de potencial hidráulico en una red de flujo
I_L	Índice de fluidez	N_e	Número de estabilidad (método de Taylor)
I_P	Índice de plasticidad	N_f	Número de canales o tubos de flujo en una red de flujo
I_s	Índice obtenido en el ensayo de carga puntual (PLT)	N_s	Coeficiente de estabilidad (método de Taylor)
i	Gradiente hidráulico o piezométrico Ángulo de rugosidad en discontinuidades	N_β	Coeficiente de carga (método de Serrano y Olalla para cimentaciones en roca)
i_c	Gradiente crítico	n	Porosidad
J_a	Índice de alteración (clasificación Q)	n_e	Porosidad eficaz, efectiva o cinemática
J_n	Índice de diaclasado (clasificación Q)	P	Carga o fuerza Presión
J_r	Índice de rugosidad (clasificación Q)	$P_{(a)}$	Probabilidad anual de excedencia
J_S	Índice de disposición estructural relativa (índice de excavabilidad de Hadjigeorgiou y Scoble)	P_{cr}	Carga crítica de pandeo
J_v	Parámetro que representa el número total de discontinuidades que interceptan una unidad de volumen en un macizo rocoso	P_F	Presión de fluencia (ensayo presiométrico)
J_w	Coeficiente reductor por la presencia de agua (clasificación Q)	P_f	Presión de apertura de fractura (ensayo de fracturación hidráulica)
K	Permeabilidad intrínseca Relación entre las tensiones horizontal y vertical en el terreno Rigidez	P_h	Carga de hundimiento (cimentaciones en roca) Presión de roca sobre los hastiales de una excavación
K_0	Coeficiente de empuje al reposo	P_r	Presión de reapertura (ensayo de fracturación hidráulica) Presión de roca sobre la clave de una excavación
k	Coeficiente de permeabilidad, permeabilidad efectiva, conductividad hidráulica o permeabilidad de Darcy Rigidez de las discontinuidades	P_s	Presión de cierre (ensayo de fracturación hidráulica)
k_h	Coeficiente de permeabilidad horizontal	Q	Caudal Carga Índice de calidad (clasificación Q de Barton <i>et al.</i>) Contenido en cuarzo equivalente en minerales abrasivos
k_v, k'	Coeficiente de permeabilidad vertical	Q_{adm}	Carga admisible de pilotes

Q^h	Carga de hundimiento de pilotes	T	Transmisividad
q, q'	Tensión o presión aplicada en la base de la cimentación (total, efectiva)		Momento de torsión
q_{ad}, q'_{ad}	Tensión admisible frente al hundimiento (total, efectiva)		Fuerza externa aplicada a un talud
q_{adr}, q'_{adr}	Tensión admisible de trabajo (total, efectiva)		Tensión de anclaje
q_c	Resistencia de punta en el ensayo CPT		Edad del último plegamiento principal (índice SRF)
q_f	Tensión límite por fuste de un pilote		Periodo de retorno
q_h, q'_h	Tensión de hundimiento (cimentaciones)	T_v	Factor de tiempo en un proceso de consolidación
q_p	Presión de hundimiento por punta en pilotes	t	Tiempo
q_u	Resistencia a la compresión simple en suelos	U	Grado de consolidación
R	Valor de rebote del esclerómetro o martillo Schmidt en roca sana		Fuerza debida al agua sobre un plano
	Recarga de un acuífero		Presión intersticial o presión de agua
	Radio de influencia en ensayos de bombeo	V	Volumen
R_c	Fuerza resultante debida a la cohesión sobre un plano		Fuerza ejercida por el agua sobre la grieta de tracción en un talud
R_ϕ	Fuerza resultante debida al rozamiento sobre un plano	V_p	Velocidad de las ondas sísmicas P
r	Radio	V_s	Velocidad de las ondas sísmicas S
	Valor del rebote del martillo Schmidt sobre la pared de una discontinuidad	V_F	Velocidad de las ondas longitudinales medida en campo
r_d	Factor de reducción por la profundidad (análisis de licuefacción)	V_L	Velocidad de las ondas longitudinales medida en laboratorio
r_u	Coefficiente de presión intersticial o de presión de poros	v	Velocidad
S	Asiento	W	Peso
	Coefficiente de almacenamiento de un acuífero		Energía de deformación acumulada al aplicar una carga (ensayo uniaxial)
	Saturación		Índice de alteración (índice de excavabilidad de Hadjigeorgiou y Scoble)
	Fuerza tangencial sobre un plano	W_L	Límite líquido
Sc	Esfuerzo cortante del suelo	W_P	Límite plástico
S_c	Asiento de consolidación primaria	w	Humedad
S_i	Asentamiento instantáneo	Z	Altura de posición
	Asiento medio al final de la construcción		Altura geométrica, profundidad
S_r	Grado de saturación	z	Altura geométrica, profundidad
S_s	Asiento de consolidación secundaria	α	Ángulo de inclinación de un plano con la horizontal
S_t	Asiento total		Ángulo de buzamiento de una discontinuidad
	Asiento en un tiempo t en un proceso de consolidación		Constante adimensional (criterio de Hoek y Brown)
St	Susceptibilidad de las arcillas	β	Ángulo entre la línea de máxima pendiente de un plano y la dirección de la tensión principal mayor σ_1 ($\beta = 90^\circ - \theta$)
S_u	Resistencia al corte sin drenaje del suelo		Compresibilidad del agua
S_{co}^t	Asiento edométrico o unidimensional		Parámetro del método de Serrano y Olalla (cálculo de c y ϕ a partir del criterio de Hoek y Brown)
S_{co}	Asiento total en un proceso de consolidación	γ	Peso específico
S_0	Plano de estratificación		Densidad ⁽¹⁾
s	Parámetro adimensional dependiente de las características del material rocoso (criterio de Hoek y Brown)	γ_{ap}	Peso específico aparente
s_c, s_q, s_γ	Factores de corrección por la forma de la cimentación	γ_d	Peso específico aparente seco

(1) En geotecnia, habitualmente se emplea el término densidad para el peso específico, por tener igual valor.

$\gamma_{d, opt}$	Densidad seca óptima
γ_{max}	Densidad seca máxima
γ_{min}	Densidad seca mínima
γ_s	Peso específico de los sólidos
γ_{sat}	Peso específico aparente saturado
γ_w	Peso específico del agua
δ'	Ángulo de rozamiento efectivo terreno-pilote
$\delta\varepsilon_v$	Incremento de deformación vertical en suelos
δv	Incremento de deformación volumétrica en suelos
$\varepsilon, \varepsilon_l$	Deformación longitudinal o elongación
ε_{ax}	Deformación axial
ε_r	Deformación radial
ε_t	Deformación transversal
ε_v	Deformación volumétrica Deformación vertical
ζ	Parámetro del método de Serrano y Olalla (cálculo de c y ϕ a partir del criterio de Hoek y Brown)
η	Coefficiente de viscosidad cinemática del agua
θ	Ángulo entre la normal a un plano y la dirección de la tensión principal mayor σ_1 ($\theta = 90^\circ - \beta$)
λ	Frecuencia de discontinuidades
μ	Coefficiente de viscosidad dinámica del agua
ν	Coefficiente de Poisson
ν_d	Coefficiente de Poisson dinámico
ρ	Densidad
ρ	Resistividad del terreno
ρ_a	Resistividad aparente
σ, σ'	Tensión o esfuerzo (total, efectivo)
σ_c	Resistencia a compresión simple Presión isotrópica de cámara (ensayo triaxial en suelos)
σ_{ci}	Resistencia a compresión simple de la matriz rocosa
σ_H	Tensión principal horizontal mayor
σ_h	Tensión horizontal Tensión principal horizontal menor
σ_n	Tensión normal
σ_p	Resistencia de pico
σ'_p	Presión de sobreconsolidación
σ_r	Resistencia residual
σ_t	Resistencia a la tracción Tensión tangencial
σ_v	Tensión principal vertical
σ_v	Tensión vertical

$\sigma_x, \sigma_y, \sigma_z$	Tensiones según los ejes x, y, z
σ_y	Resistencia al límite de elasticidad
σ_z	Tensión vertical a la profundidad z
$\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$	Tensiones principales mayor, media y menor
τ	Tensión tangencial Resistencia al corte
τ_{cm}	Esfuerzo cortante cíclico medio
τ_f	Tensión tangencial de rotura
τ_{max}	Tensión tangencial máxima
τ_p	Resistencia al corte de pico
ϕ, ϕ'	Ángulo de rozamiento interno o de fricción (total, efectivo)
ϕ^*	Ángulo de rozamiento para el equilibrio (método de Taylor)
ϕ_b	Ángulo de rozamiento interno básico
ϕ_p	Ángulo de rozamiento interno de pico
ϕ_r	Ángulo de rozamiento interno residual
ψ	Ángulo de inclinación de un talud con la horizontal

Acrónimos

AEG	<i>Association of Engineering Geologists</i>
AENOR	Asociación Española de Normalización y Certificación
AFPS	<i>Association Francaise du Génie Parasismique</i>
ASTM	<i>American Society for Testing and Materials</i>
CBR	<i>Californian Bearing Ratio</i>
CEDEX	Centro de Estudios y Experimentación de Obras Públicas (M.º de Fomento)
CH	Arcilla de alta plasticidad
CL	Arcilla de baja plasticidad
CNEGP	Comité Nacional Español de Grandes Presas
CPT	<i>Cone Penetration Test</i>
CPTU	<i>Cone Penetration Test Undrained</i> (piezocono con medida de presiones intersticiales)
CRR	<i>Cyclic Resistance Ratio</i> (resistencia al esfuerzo cortante cíclico del suelo)
CSR	<i>Cyclic Shear stress Ratio</i> (esfuerzo cortante cíclico ejercido por el terremoto)
EEM	Espectro electromagnético
EM	Electromagnético
ESR	<i>Excavation Support Ratio</i> (clasificación Q)
GSI	<i>Geological Strength Index</i>
HCR	Hormigón Compactado con Rodillos
IAEA	<i>International Atomic Energy Agency</i>
IAEG	<i>International Association of Engineering Geology and Environment</i>

ICOLD	<i>International Commission of Large Dams</i>	NTE CPP	Normas Tecnológicas de la Edificación para Pilotes Prefabricados
IGME	Instituto Geológico y Minero de España (Ministerio de Ciencia y Tecnología)	OCR	<i>Over Consolidation Ratio</i>
IGN	Instituto Geográfico Nacional	OH	Suelo orgánico de alta plasticidad
IP	Índice de Plasticidad	OL	Suelo orgánico de baja plasticidad
IPL	<i>Index of Potential Liquefaction</i>	PLT	<i>Point Load Test</i>
ISMFE	<i>International Society of Soil Mechanics and Foundation Engineering</i>	RMR	<i>Rock Mass Rating</i>
ISRM	<i>International Society of Rock Mechanics</i>	RQD	<i>Rock Quality Designation</i>
JCS	<i>Joint wall Compression Strength</i>	SC	Coefficiente de influencia topográfica (índice SRF)
JRC	<i>Joint Roughness Coefficient</i>	SDT	<i>Slake Durability Test</i>
LL	Límite líquido	SEV	Sondeo Eléctrico Vertical
LP	Límite plástico	SIG	Sistema de Información Geográfica
MDT	Modelo Digital del Terreno	SMR	<i>Slope Mass Rating</i>
MH	Limo de alta plasticidad	SP	<i>Spontaneous Potential</i>
ML	Limo de baja plasticidad	SPT	<i>Standard Penetration Test</i>
NC	Coefficiente de actividad sismotectónica (índice SRF)	SRC	<i>Surface Rock mass Classification</i>
NCSE-94	Norma de Construcción Sismorresistente. Parte general y edificación (1994)	SRF	<i>Stress Reduction Factor</i> (clasificación Q) <i>Stress Relief Factor</i> (índice SRF)
NCSR-02	Norma de Construcción Sismorresistente. Parte general y edificación (2002)	THCF	<i>Tectonic History Correction Factor</i> (clasificación SRC)
NF	Nivel freático	TWT	<i>Two Way Time</i>
NLT	Normas del Laboratorio del Transporte	UL	Unidad Lugeon
NMA	Nuevo Método Austriaco	USCS	<i>Unified Soil Classification System</i>
NTE	Normas Tecnológicas de la Edificación	USNRC	<i>United States Nuclear Regulatory Commission</i>
NTE CPI	Normas Tecnológicas de la Edificación para Pilotes <i>In situ</i>	VER	Volumen Elemental Representativo
		VLf	<i>Very Low Frequency</i>
		WCD	<i>World Commission of Dams</i>
		WCF	<i>Weathering Correction Factor</i> (clasificación SRC)

APÉNDICE C

Permisos de reproducción de figuras

Capítulo 2

Figura 2.24. Lancellotta, R. (1991). N. Zanichelli Ed. Bologna. Reproducido con permiso y cortesía de Zanichelli Editore S.p.A.

Figura 2.63. Day, R. W. (1999). Geotechnical and foundation engineering. McGraw-Hill. Reproducido con permiso y cortesía de McGraw-Hill.

Capítulo 3

Figura 3.9. Atewell, P. B. y Farmer, I. W. (1976). Principles of Engineering Geology. Chapman and Hall, Londres. Reproducido con permiso y cortesía de Kluwer Academic Publishers.

Figura 3.18. Hudson, J. A. and Harrison, J. P. (2000). Engineering rock mechanics. An introduction to the principles. Pergamon. Reproducido con permiso y cortesía de Pergamon Press Limited.

Figura 3.56. Brady, B. H. G. and Brown, E. T. (1985). Rock Mechanics for Underground Mining. George Allen and Unwin, London. Reproducido con permiso y cortesía de Allen and Unwin Ltd.

Figura 3.57. Wawersick, W. R. and Fairhurst, C. (1970). A study of brittle rock fracture in laboratory compression experiments. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, vol. 7, n.º 5, pp. 561-575. Reproducido con permiso y cortesía de Elsevier Science.

Figura 3.59. Hoek, E. and Brown, E. T. (1980). Underground excavation in rock. The Institution of Mining and Metallurgy, London. Reproducido con permiso y cortesía de The Institution of Mining and Metallurgy.

Figura 3.61. Brady, B. H. G. and Brown, E. T. (1985). Rock Mechanics for Underground Mining. George Allen and Unwin, London. Reproducido con permiso y cortesía de Allen and Unwin Ltd.

Figura 3.66. Johnson, R. B. y De Graff, J. V. (1988). Principles of engineering geology. John Wiley and Sons. Reproducido con permiso y cortesía de John Wiley & Sons Limited.

Figura 3.70. Blyth, E. and De Freitas, M. (1984). A geology for engineers. Ed. Edward Arnold, London Reproducido con permiso y cortesía de Arnold, Hodder and Stoughton Ltd.

Figura 3.74. Blyth, E. and De Freitas, M. (1984). A geology for engineers. Ed. Edward Arnold, London Reproducido con permiso y cortesía de Arnold, Hodder and Stoughton Ltd.

Figura 3.77. ISRM (1979). Suggested methods for determining the uniaxial compressive strength and deformability of rock materials. Int. Soc. Rock Mech. Commission on standardization of laboratory and field tests. International Journal of Rock Mechanics, Mining Sciences and Geomechanical Abstracts. vol. 16. Reproducido con permiso y cortesía de Elsevier Science.

Figura 3.83. Goodman, R. E. (1989). Introduction to rock mechanics, Ed. John Wiley & Sons. Reproducido con permiso y cortesía de John Wiley & Sons Limited.

Figura 3.84. Brady, B. H. G. and Brown, E. T. (1985). Rock Mechanics for Underground Mining. George Allen and Unwin, London. Reproducido con permiso y cortesía de Allen and Unwin Ltd.

Figura 3.86. Bandis, S. C., Lumsden, A. C. y Barton, N. (1983). Fundamentals of rock joint deformation. Int. Journal of Rock Mech. Min. Sci., vol. 20, n.º 6. Reproducido con permiso y cortesía de Elsevier Science.

Figura 3.87. Hoek, E. and Bray, J. W. (1981). Rock Slope Engineering. 3rd ed. The Institution of Mining and Metallurgy, London. Reproducido con permiso y cortesía de The Institution of Mining and Metallurgy.

Figura 3.89. ISRM (1979). Suggested methods for determining the uniaxial compressive strength and deformability of rock materials. Int. Soc. Rock Mech. Commission on standardization of laboratory and field tests. International Journal of Rock Mechanics, Mining Sciences and Geomechanical Abstracts. vol. 16. Reproducido con permiso y cortesía de Pergamon Press Limited.

Figura 3.90. Hoek, E. and Bray, J. W. (1981). Rock Slope Engineering. 3rd ed. The Institution of Mining and Metallurgy, London. Reproducido con permiso y cortesía de The Institution of Mining and Metallurgy.

Figura 3.92. Hoek, E. and Brown, E. T. (1980). Underground excavation in rock. The Institution of Mining and Metallurgy, London. Reproducido con permiso y cortesía de The Institution of Mining and Metallurgy.

Figura 3.96. Hoek, E. and Brown, E. T. (1980). Underground excavation in rock. The Institution of Mining and Metallurgy, London. Reproducido con permiso y cortesía de The Institution of Mining and Metallurgy.

Figura 3.97. Brady, B. H. G. and Brown, E. T. (1985). *Rock Mechanics for Underground Mining*. George Allen and Unwin, London. Reproducido con permiso y cortesía de Allen and Unwin Ltd.

Figura 3.98. Bieniawski, Z. T. (1984). *Rock mechanic design in mining and tunnelling*. Ed. Balkema. Reproducido con permiso de A. A. Balkema.

Figura 3.99. Johnson, R. B. y De Graff, J. V. (1988). *Principles of engineering geology*. John Wiley and Sons. Reproducido con permiso y cortesía de John Wiley & Sons Limited.

Figura 3.100. Bieniawski, Z. T. (1984). *Rock mechanic design in mining and tunnelling*. Ed. Balkema. Reproducido con permiso de A. A. Balkema.

Figura 3.101. Hoek, E. and Brown, E. T. (1997). *Practical estimates of rock mass strength*. *Int. Journal Rock Mechanics and Mining Sciences*. Elsevier. Vol 34, n° 8, pp. 1165-1186. Reproducido con permiso y cortesía de Elsevier Science.

Figura 3.102. Cunha, A. P. (1990). *Scale effects in rock mechanics*. In *Scale effects in rock masses*. A. Pinto da Cunha Ed. Balkema. Reproducido con permiso de A. A. Balkema.

Figura 3.104. Bieniawski, Z. T. (1984). *Rock mechanic design in mining and tunnelling*. Ed. Balkema. Reproducido con permiso de A. A. Balkema.

Figura 3.105. Hoek, E. and Brown, E. T. (1980). *Underground excavation in rock*. The Institution of Mining and Metallurgy. London. Reproducido con permiso y cortesía de The Institution of Mining and Metallurgy.

Figura 3.106. Cunha, A. P. (1990). *Scale effects in rock mechanics*. In *Scale effects in rock masses*. A. Pinto da Cunha Ed. Balkema. Reproducido con permiso de A. A. Balkema.

Figura 3.107. Barton, N. (1990). *Scale effects or sampling bias?* In *Scale effects in rock masses*. A. Pinto da Cunha Ed. Balkema. Reproducido con permiso de A. A. Balkema.

Figura 3.108. Barton, N. (1990). *Scale effects or sampling bias?* In *Scale effects in rock masses*. A. Pinto da Cunha Ed. Balkema. Reproducido con permiso de A. A. Balkema.

Figura 3.109. Cunha A. P. y Muralha, J. (1990). *About LNEC experience on scale effects in the deformability of rock masses*. In *Scale effects in rock masses*. A. Pinto da Cunha Ed. Balkema Reproducido con permiso de A. A. Balkema.

Figura 3.110. Natau, O. (1990). *Scale effects in the determination of the deformability and strength of rock masses*. In *Scale effects in rock masses*. A. Pinto da Cunha Ed. Balkema. Reproducido con permiso de A. A. Balkema.

Figura 3.111. Cunha, A. P. (1990). *Scale effects in rock mechanics*. In *Scale effects in rock masses*. A. Pinto da Cunha Ed. Balkema. Reproducido con permiso de A. A. Balkema.

Figura 3.112. Haimson, B. C. (1990). *Scale effects in rock stress measurements*. In *Scale effects in rock masses*. A. Pinto da Cunha Ed. Balkema. Reproducido con permiso de A. A. Balkema.

Figura 3.113. Hudson, J. A. and Harrison, J. P. (2000). *Engineering rock mechanics. An introduction to the principles*. Pergamon. Reproducido con permiso y cortesía de Pergamon Press Limited.

Figura 3.114. Hoek, E. and Brown, E. T. (1980). *Underground excavation in rock*. The Institution of Mining and Metallurgy. London. Reproducido con permiso y cortesía de The Institution of Mining and Metallurgy.

Figura 3.116. Goodman, R. E. (1989). *Introduction to rock mechanics*, Ed. John Wiley & Sons. Reproducido con permiso y cortesía de John Wiley & Sons Limited.

Figura 3.119. Hoek, E. and Brown, E. T. (1980). *Underground excavation in rock*. The Institution of Mining and Metallurgy. London. Reproducido con permiso y cortesía de The Institution of Mining and Metallurgy.

Figura 3.123. Hergert, G. (1988). *Stresses in Rock*. Balkema Reproducido con permiso y cortesía de A. A. Balkema.

Figura 3.126. Johnson, R. B. y De Graff, J. V. (1988). *Principles of Engineering Geology*. John Wiley and Sons. Reproducido con permiso y cortesía de John Wiley & Sons Limited.

Figura 3.127. ISRM (1979). *Suggested methods for determining the uniaxial compressive strength and deformability of rock materials*. *Int. Soc. Rock Mech. Commission on standardization of laboratory and field tests*. *International Journal of Rock Mechanics, Mining Sciences and Geomechanical Abstracts*. vol. 16. Reproducido con permiso y cortesía de Pergamon Press Limited.

Figura 3.128. ISRM (1979). *Suggested methods for determining the uniaxial compressive strength and deformability of rock materials*. *Int. Soc. Rock Mech. Commission on standardization of laboratory and field tests*. *International Journal of Rock Mechanics, Mining Sciences and Geomechanical Abstracts*. vol. 16. Reproducido con permiso y cortesía de Pergamon Press Limited.

Capítulo 4

Figura 4.4. Hudson, J. A. (1989). *Rock mechanics principles in engineering practice*. Butterworths. Ciria. London. Reproducido con permiso y cortesía de CIRIA.

Figura 4.6. ISRM (1981). *Suggested methods for rock characterization, testing and monitoring*. *ISRM Suggested methods*. Ed E. T. Brown. Pergamon Press. Reproducido con permiso y cortesía de Pergamon Press Limited.

Capítulo 6

Figura 6.5. *Landsat data users notes* (1993). EOSAT. USA. vol. 8, n.º 2. Reproducido con permiso y cortesía de EOSAT Company. *Landsat Data Users Notes*.

Figura 6.7. *Photogrammetric engineering & remote sensing* (2000). Amer. Soc. of Photogrammetric and Remote Sensing, vol. 66 n.º 4. Reproducido con permiso de American Society of Photogrammetric and Remote Sensing.

Figura 6.17. Rodríguez Ortiz, J. M., Serra, J. y Oteo, C. (1982). *Curso aplicado de cimentaciones*. Ed. Servicio de Publicaciones del Colegio Oficial de Arquitectos de Madrid, D. L. Reproducido con permiso y cortesía de J. M. Rodríguez Ortiz.

Recuadro 6.1. Clayton, C. R. I., Matthews, M. C. y Simon, N. E. (1995). *Site investigations*. Ed Blackwell Science. Reproducido con permiso y cortesía de Blackwell Science Ltd.

Figura 6.54. Clayton, C. R. I., Matthews, M. C. y Simon, N. E. (1995). *Site investigations*. Ed Blackwell Science. Reproducido con permiso y cortesía de Blackwell Science Ltd.

Figura 6.55. Clayton, C. R. I., Matthews, M. C. y Simon, N. E. (1995). *Site investigations*. Ed Blackwell Science. Reproducido con permiso y cortesía de Blackwell Science Ltd.

Figura 6.62. Jiménez Salas, J. A., Justo, J. L. y Serrano, A. (1976). *Geotecnia y cimientos II. Mecánica del suelo y de las rocas*. Ed. Rueda. Madrid. Reproducido con permiso y cortesía de Ed. Rueda.

Figura 6.64. IGME (1987). *Manual de taludes*. Serie: Geotecnia. Instituto Geológico y Minero de España. Madrid. Reproducido con permiso y cortesía del Instituto Geológico y Minero de España.

Figura 6.71. Brown, E. T. (1981). *Rock characterisation testing and monitoring*. *ISRM Suggested Methods*. International Society for

Rock Mechanics. Reproducido con permiso y cortesía de Pergamon Press Limited.

Figura 6.73. Barton, N. (1981). Shear strength investigations for surface mining. 3rd Int. Conf. on Stability Surface Mining. Vancouver. Reproducido con permiso y cortesía de Society of Mining Engineers (AIMM and PE) N.Y.

Figura 6.82. ISRM (1988). Suggested methods for rock stress determination using the hydraulic fracturing technique. International Journal of Rock Mech. Mining Sciences vol 28 y Geomechanical Abstracts 24(1). Reproducido con permiso y cortesía de Pergamon Press Limited.

Figura 6.97. IGME (1987). Manual de taludes. Serie: Geotecnia. Instituto Geológico y Minero de España. Madrid. Reproducido con permiso y cortesía del Instituto Geológico y Minero de España.

Figura 6.98. Rodríguez Ortiz, J. M. (1988). Auscultación y corrección de movimientos del terreno. En Riesgos Geológicos. IGME. Madrid. Reproducido con permiso y cortesía del Instituto Geológico y Minero de España.

Figura 6.102. IGME (1987). Manual de taludes. Serie: Geotecnia. Instituto Geológico y Minero de España. Madrid. Reproducido con permiso y cortesía del Instituto Geológico y Minero de España.

Capítulo 7

Figura 7.1. IGME (1972). Mapa geotécnico general de Toledo. Hoja 53. Escala 1:200.000. Reproducido con permiso y cortesía del Instituto Geológico y Minero de España.

Figura 7.2. IGME (1987). Mapa geotécnico y de riesgos geológicos de la ciudad de Zaragoza. Escala 1:25.000 y 1:5.000. Reproducido con permiso y cortesía del Instituto Geológico y Minero de España.

Figura 7.5. IGME (2001). Mapa geotécnico y mapas de peligrosidad natural de la ciudad de Cartagena. Escala 1:15.000. Reproducido con permiso y cortesía del Instituto Geológico y Minero de España.

Capítulo 8

Figura 8.2. Calavera, J. (1987). Cálculo de Estructuras de Cimentación. Ed. INTEMAC, 2.ª Edición. Reproducido con permiso y cortesía de J. Calavera.

Figura 8.15. Jiménez Salas, J. A. y Justo Alpañés, J. L. (1975). Geotecnia y cimientos I y II. Ed. Rueda. Madrid. Reproducido con permiso y cortesía de Ed. Rueda.

Capítulo 9

Figura 9.14. Hoek, E. y Bray, J. W. (1981). Rock slope engineering. Institution of Mining and Metallurgy. London. Reproducido con permiso y cortesía de The Institution of Mining and Metallurgy.

Figura 9.15. Hoek, E. y Bray, J. W. (1981). Rock slope engineering. Institution of Mining and Metallurgy. London. Reproducido con permiso y cortesía de The Institution of Mining and Metallurgy.

Figura 9.31. Jiménez Salas, J. A., De Justo, J. L. y Serrano, A. A. (1976). Geotecnia y cimientos, II. Editorial Rueda. Madrid. Reproducido con permiso y cortesía de Ed. Rueda.

Figura 9.32. Jiménez Salas, J. A., De Justo, J. L. y Serrano, A. A. (1976). Geotecnia y cimientos, II. Editorial Rueda. Madrid. Reproducido con permiso y cortesía de Ed. Rueda.

Figura 9.33. Jiménez Salas, J. A., De Justo, J. L. y Serrano, A. A. (1976). Geotecnia y cimientos, II. Editorial Rueda. Madrid. Reproducido con permiso y cortesía de Ed. Rueda.

Figura 9.39. Hoek, E. y Bray, J. W. (1981). Rock slope engineering. Institution of Mining and Metallurgy. London. Reproducido con permiso y cortesía de The Institution of Mining and Metallurgy.

Figura 9.40. Hoek, E. y Bray, J. W. (1981). Rock slope engineering. Institution of Mining and Metallurgy. London. Reproducido con permiso y cortesía de The Institution of Mining and Metallurgy.

Figura 9.45. Hoek, E. y Bray, J. W. (1981). Rock slope engineering. Institution of Mining and Metallurgy. London. Reproducido con permiso y cortesía de The Institution of Mining and Metallurgy.

Figura 9.73. Hoek, E. y Bray, J. W. (1981). Rock slope engineering. Institution of Mining and Metallurgy. London. Reproducido con permiso y cortesía de The Institution of Mining and Metallurgy.

Capítulo 10

Figura 10.8. Hansen, L. and Martna, J. (1988). Influence of faulting on rock excavation. Inter. Symp. on rock mechanics y power plants. ISRM, Madrid. Reproducido con permiso de A. A. Balkema.

Cuadro 10.3. Barton, N. (2000). El sistema Q para la selección del sostenimiento con el método Noruego de excavación de túneles. En: Ingeotúneles, vol. 3. Ed. López Jimeno. Entorno Gráfico, Madrid. Cap. 3. Reproducido con permiso y cortesía de C. López Jimeno.

Figura 10.11. Bieniawski, Z. T. (1989). Engineering rock mass classifications. John Wiley and Sons. Reproducido con permiso y cortesía de John Wiley & Sons Limited.

Figura 10.12. Barton, N. (2000). El sistema Q para la selección del sostenimiento con el método Noruego de excavación de túneles. En: Ingeotúneles, vol. 3. Ed. López Jimeno. Entorno Gráfico, Madrid. Cap. 3. Reproducido con permiso y cortesía de C. López Jimeno.

Figura 10.24. Geoconsult, S. A. (1996). Manual de túneles interurbanos de carreteras. Dpto. de Carreteras del Gobierno Vasco. Vitoria. Reproducido con permiso y cortesía de L. Cornejo.

Figura 10.26. Geoconsult, S. A. (1996). Manual de túneles interurbanos de carreteras. Dpto. de Carreteras del Gobierno Vasco. Vitoria. Reproducido con permiso y cortesía de L. Cornejo.

Capítulo 11

Figura 11.23. Atewell, P. B. and Farmer I. N. (1979). Principles of Engineering Geology. Chapman and Hall, London. Reproducido con permiso y cortesía de Kluwer Academic Publishers.

Figura 11.29. Wittke, W. (1990). Rock Mechanics. Springer-Verlag, Berlin. Reproducido con permiso y cortesía de Springer-Verlag.

Figura 11.30. Wyllie, D. C. (1999). Foundations on Rock. E. F. N. Spon, New York. Reproducido con permiso y cortesía de E. F. N. SPON.

Figura 11.35. Wyllie, D. C. (1999). Foundations on Rock. E. F. N. Spon, New York. Reproducido con permiso y cortesía de E. F. N. SPON.

Capítulo 12

Figura 12.8. Dapena, E. (2000). Materiales pétreos. Servicio de Publicaciones de la E.U.I.T. de Obras Públicas de la Universidad Politécnica de Madrid. Reproducido con permiso y cortesía de E. Dapena.

Figura 12.1. Dapena, E. (2000). Materiales pétreos. Servicio de Publicaciones de la E.U.I.T. de Obras Públicas de la Universidad Politécnica de Madrid. Reproducido con permiso y cortesía de E. Dapena.

Capítulo 13

Figura 13.3. Chacón, J. e Irigaray, C. (1999). Prevención espacial de movimientos de ladera y riesgos asociados mediante SIG, en: Los sis-

temas de información geográfica en los riesgos naturales y en el medio ambiente. Ed. L. Lafn. Reproducido con permiso y cortesía del Instituto Geológico y Minero de España.

Capítulo 14

Figura 14.22. Deslizamiento de Sta. Tecla (El Salvador). Reproducido con permiso de Efe.

Capítulo 15

Recuadro 15.1. McAlpin, J. P. (1996). Paleoseismology. Academic Press. Reproducido con permiso de Academic Press, Inc.

Figura 15.6. Dowrick, D. J. (2000). Earthquake resistant design. J. Wiley. London, 2nd Ed. Reproducido con permiso y cortesía de John Wiley & Sons Limited.

Figura 15.19. Seed, H. B., Ugas, C. y Lysmer, J. (1974). Site dependent spectra for earthquake resistant design. Rep. EERC 74-12. University of California at Berkeley. Reproducido con permiso y cortesía de American Society of Civil Engineers.

Figura 15.20. Youd, T. L. e Idriss, I. M. (2001). Liquefaction resistance of soils: summary report from the 1996 NCEER and 1998 NCEER/NSF Workshops on Evaluation of Liquefaction Resistance of Soils. ASCE. JI. of Geotech. and Geoenvironmental Engineering. vol. 127, n.º 4, pp 297-313. Reproducido con permiso y cortesía de American Society of Civil Engineers.

Figura 15.23. Wang, J. G. Z. Q. y Law, K. I. (1994). Siting in earthquake zones. Balkema. Reproducido con permiso de A. A. Balkema.

Figura 15.25. Coburn, A. W. y Spence, R. J. (1992). Earthquake protection. J. Wiley, New York. Reproducido con permiso y cortesía de John Wiley & Sons Limited.

ÍNDICE ANALÍTICO

A

ábacos de Hoek y Bray, 451, 458
abertura, 181, 253
acelerograma, 680
actividad, 94
acuicludos, 264
acuíferos, 264
 cársticos, 265
 cautivos o confinados, 266
 confinados, 272
 libres, 265
 semiconfinados, 266
acuifugos, 264
acuitardos, 264
aglomerados, 112
Alicante, 112
aliviaderos, 547
almagre, 105
alofana, 104
alteración, 333 (ver grado de meteorización)
altura piezométrica, 28, 437
análisis
 a posteriori, 193, 445, 471, 649
 granulométricos, 22
 micropaleontológicos, 647
anclajes, 476
ángulo de rozamiento, 80, 158
 de discontinuidades, 350
 residual, 185
anhidrita, 18
arcillas, 22
 expansivas, 107 (ver expansividad)
 rápidas, 98
 varvadas, 102
arenas, 22
asientos, 406, 594
 de consolidación
 por el método edométrico, 408
 primaria, 407
 secundaria, 407
 instantáneo, 407
ataguías, 547
ataque al hormigón, 111
Atterberg, 23
Auburn, 576
auscultación, 535

avalanchas de derrubios, 629
Aznaicóllar, 13, 569, 570

B

Baleares, 635
barreras dinámicas, 653
bulbo de tensiones, 405
bulones, 476, 527

C

cabalgamientos, 496
calicatas, 321, 323
 eléctricas, 330
California, 111, 637, 658
cámaras de televisión, 658
Canarias, 105, 106, 112
caolinita, 90
capacidad de cambio catiónico, 93
capacidad portante, 106
carga
 admisible, 414
 de roca, 516
 eléctrica, 92
 hidráulica, 27
 laminar, 93
carta de plasticidad de Casagrande, 23
cartografía (ver también mapas)
 de peligrosidad, 661
 geomorfológica, 661
 geotécnica, 381
Casagrande, 585
caudales de infiltración, 504
cavidades, 576, 655, 658
 kársticas, 423, 655
célula
 de carga, 368
 de Hoek, 188, 350
 de presión, 366
 USBM, 222
Centroamérica, 4
cerchas, 527
ciclo sísmico, 668
cimentación, 603
 directa, 394

- profunda, 394
- superficial, 394
- en roca, 420
- cinta de convergencia, 363
- círculo de Mohr, 145
- clasificaciones
 - de suelos, 23
 - geomecánicas, 133, 229, 239, 261, 508
 - Q , 508
 - RMR, 230, 516
 - SMR, 469
 - SRC, 508
- coeficiente
 - de almacenamiento, 272, 273
 - de balasto, 352
 - de consolidación, 71
 - de empuje, 64, 66
 - de permeabilidad, 29, 139, 273, 290
 - de Poisson, 153, 168
 - de presión intersticial, 448
 - de rugosidad, 350
 - de la junta, JRC, 186
 - de seguridad, 7, 446, 471, 613
- cohesión, 158
- coladas, 626
 - de barro, 627
 - de lavas, 656
- colapsibilidad, 97
- colapso, 152
- colimación, 364
- Colombia, 638
- columnas
 - de grava, 596
 - de *jet-grouting*, 476
- compactación, 584, 591, 593
 - dinámica, 596
- comportamiento reológico, 120
- compresibilidad, 94
- cono de fricción, 460
- consistencia, 23, 316
- consolidación, 20, 50, 51, 57
- constantes m y s , 194
- contaminación, 299
- continuidad, 181
- contrabóveda, 526
- Córdoba, 438, 649
- criterio
 - de Barton Choubey, 185, 255
 - de Hoek y Brown, 161, 193
 - de Mohr-Coulomb, 161, 197
- criterios
 - de aceptabilidad, 602-604
 - de plasticidad, 157
 - de rotura, 156, 193
 - de seguridad, 601
- cross-hole*, 339
- cuchara de Casagrande, 23
- curva
 - característica, 516
 - granulométrica, 22
- Chile, 592
- China, 542

D

- datación absoluta, 647
- datos hidrogeológicos, 381, 499
- deformabilidad, 163, 210
- dendrocronología, 647
- dendrosismología, 674
- densidad, 315
 - relativa, 26
- depósitos
 - coluviales, 99, 100
 - evaporíticos, 103
 - glaciares, 102
 - lacustres, 101
 - litorales, 101
- derrubios, 625
- desagües de fondo, 548
- deslizamientos, 4, 432, 623, 674, 685
 - rotacionales, 625
 - traslacionales, 626
- desplazamiento, 141
 - cosmómico, 670
- desplazamientos laterales, 629
- desprendimientos, 479, 628
- destroza, 526
- diaclasas, 178
- diagraffas, 337
- dilatancia, 183
- diques, 179
- discontinuidades, 123, 180, 246
- disolución, 135
- dispersión, 95
- dolinas, 655
- doorstopper*, 222
- down-hole*, 339
- drenajes, 473, 478, 528, 651
- dreñes, 560, 563
 - «californianos», 474
- durabilidad, 129
- dureza, 244

E

- ecuación de Laplace, 33
- edómetro, 65
- efecto escala, 186, 188, 207
- El Salvador, 637
- empuje hidrostático, 28, 464
- enfilajes, 528
- ensayo
 - borros, 343
 - CBR, 583
 - con trazadores, 290, 553
 - de bombeo, 280
 - de carga puntual, 130, 245, 348
 - de colapso, 112
 - de columna resonante, 682
 - de compresión
 - simple, 89, 163, 165
 - triaxial, 84, 158, 170

- de corte directo, 75, 187
- de desgaste de Los Ángeles, 584
- de dispersibilidad por tubificación, 584
- de fracturación hidráulica, 224, 228
- de gato plano, 224, 354
- de hinchamiento libre, 109
- de inyección, 290
- de inyectabilidad, 554
- de la «huella», 584
- de molinete, 345
- de penetración, 112
 - dinámica, 342
 - estática, 344
- de permeabilidad, 553
- de placa de carga, 352, 354, 583
- de presión de hinchamiento, 109
- de resistencia al corte, 187
- de sequedad-humedad-desmoronamiento, 129
- de tracción indirecta, 174
- de velocidad sónica, 163, 175
- dilatométrico, 353, 554
- edométrico, 65
- Gilg-Gavard, 358
- Haefeli, 359
- Lambe, 109
- Lefranc, 358
- Lugeon, 290, 359, 362, 564
- Matsuo, 359
- presiométrico, 351
- Proctor
 - modificado, 583
 - normal, 583
- SPT, 341
 - triaxial cíclico, 682
- equilibrio límite, 649
- erosión interna, 555, 563
- erupciones volcánicas, 637
- escarpe de falla, 670
- esclerómetro, 346
- escolleras, 472, 580, 590
- escudos de lanzas, 531
- esfuerzo, 142
 - cortante, 151
- esmectita, 92
- espaciado, 181, 248
- espaldones, 559
- espectro de respuesta, 681
- esquistosidad, 179
- estado tensional (ver tensiones)
- Estados Unidos, 637, 660
- estanqueidad, 561
- estructuras de tierras, 580
- estudios previos, 308
- evaporitas, 103, 561 (ver yeso)
- excavabilidad, 484, 519
- excavación mecanizada, 524
- expansividad, 94, 108
- explosión de roca, 500
- explotaciones mineras, 656
- extensómetros, 365, 481, 647
- extracción de gas, 657

F

- fábrica del suelo, 94, 95, 127
- factor de competencia, 496
- factores de capacidad de carga, 398
- falso túnel, 529
- falla activa, 666, 676
- fallas, 179, 495
 - activas, 576, 687
 - sísmicas, 668, 672
- fangos, 113
- fibras de acero, 527
- filtraciones, 46, 181, 255, 498, 564
- filtros, 560, 563
- flexímetro, 363
- flexión, 151
- floculación, 95
- fluencia, 154, 500
- flujos, 625, 626
 - de derrubios, 627
- foco, 669
- fotointerpretación, 309
- Frejus, 542
- fuelle sismogénica, 676
- funciones de vulnerabilidad, 690

G

- gaviones, 477
- geofísica, 201, 329 553
- geología
 - aplicada, 6
 - para ingenieros, 6
- geomorfología, 382, 661, 670
- geo-radar, 335
- geotecnia, 2
- glauberita, 110
- gradiente
 - crítico, 48
 - hidráulico, 30
- grado
 - de fracturación, 133, 256, 258
 - de meteorización, 132, 134, 136, 138, 244, 259
 - de saturación, 26
- Gran Canaria, 110
- Granada, 637
- gravas, 20
- grupo de pilotes, 417
- Guadalajara, 423
- Guatemala, 636
- gunita, 479, 526

H

- haloysita, 104, 90
- hidratación, 18, 135
- hidrólisis, 135
- hielo, 112
- hinchamiento, 40
- hormigón proyectado, 479, 526
- Huelva, 113

humedad, 26
hundimientos, 655, 660
huracán Mitch, 4, 632

I

ilita, 91
impactos ambientales, 542, 601
inclinómetros, 364, 481, 482, 647
índice
 Cerchar, 520
 de compresión, 62
 de densidad, 26
 de dispersión, 110
 de durabilidad, 129
 de entumecimiento, 62
 de fluidez, 26
 de huecos o de poros, 25
 de plasticidad, 23
 de velocidad relativa, 134
 GSI, 195
 RQD, 258, 326
 Schimazek, 520
 SRF, 501
índices
 de calidad, 193
 de campo, 130, 253
informe geotécnico, 395, 428 (ver reconocimiento geotécnico)
ingeniería geológica, 2, 6, 608
intercambio iónico, 93
investigaciones hidrogeológicas, 381, 499
inyecciones, 528, 565
isopiezas, 270
Italia, 632

J

jet grouting, 528

K

Karst, 423, 561, 655

L

laminación, 178
Lanzarote, 425
lateritas, 104
ley
 de Darcy, 20, 275
 de Hooke, 167
leyes de atenuación, 675
licuefacción, 114, 636, 674, 684
límite
 de elasticidad, 153
 líquido, 23
 plástico, 23
limos, 22
 yesíferos, 111, 423
línea
 «A», 23
 de resistencia intrínseca, 74

loess, 98, 112, 627
Longarone, 542
longitud de pase, 516
losas, 395
lugeon, 290, 359, 362, 564

M

macizos rocosos, 118, 121, 123, 239
Madrid, 110, 112, 425, 533
Málaga, 562
Malpasset, 542, 569
malla electrosoldada, 527
mallas de guiado, 653
mallazo, 527
mapas
 de microzonación, 689
 de peligrosidad, 618, 661
 de riesgo, 617
 de susceptibilidad, 617, 661, 662
 geotécnicos, 376, 381
Mar Muerto, 110
margas azules, 13, 596
martillo Schmidt, 130, 245, 346, 347
martillos hidráulicos, 526
materia orgánica, 113
matriz rocosa, 118, 119, 123, 208
mecánica de rocas, 118
mecanismo focal, 218
medioambiente, 11, 542, 601
meteorización, 18, 120, 135, 137, 439 (ver grado de meteorización)
método
 Austriaco, 528, 531
 Belga, 531
 Bernold, 532
 de Bishop, 452, 467
 de datación, 672
 de John, 460
 de las cuñas, 448
 de Seed e Idriss, 684
 de Serrano y Olalla, 424
 de Sheorey, 503
 de Taylor, 449
 de Yegian y Whitman, 685
 determinista, 445, 676
 electromagnético, 334
 gravimétrico, 336
 Madrid, 531
 magnético, 337
 numérico, 516
 observacional, 516
 probabilista, 445
México, 106
microfábrica, 94, 95, 127
microgravimetría, 337
micropilotes, 476
microzonación sísmica, 689
minerales de arcilla, 90
mitigación, 615

módulo

- de compresibilidad, 70
 - de deformación, 200, 202
 - dinámico, 175, 202
 - de Young, 153, 163, 168
 - edométrico, 70
 - relativo, 132
- módulos dinámicos, 175, 201
- montmorillonita, 92
- muestras
- alteradas, 322
 - de agua, 322
 - en bloque, 324
 - geotécnicas, 322
 - inalteradas, 322
- Murcia, 683
- muros anclados, 478
- muros, 477

N

- Navarra, 660
- Nicaragua, 632
- nivel
- freático, 139, 268, 366, 656
 - piezométrico, 267, 268
- nivelación, 364
- Noruega, 114
- núcleos, 558

O

- obras subterráneas, 604
- obras lineales, 389
- ondulación, 250
- orientación, 177, 180, 246
- oxidación, 18
- oxidación y reducción, 135

P

- paleoesfuerzos, 218
- pantallas
- de pilotes, 475
 - drenantes, 474
 - impermeables, 562
- paraguas, 528
- parámetros resistentes del macizo, 196
- pedraplenes, 580, 588
- peligrosidad, 609
- sísmica, 678, 689
- perforación y voladura, 524
- periodo de retorno, 609
- permafrost*, 112
- permeabilidad, 38, 128, 189, 206, 213, 273, 357
- Perú, 637
- peso específico, 128, 26
- petrofísica, 127
- PG-3, 585, 586, 592

- piezocono, 344
- piezómetro, 29, 554, 650
- abierto, 366
 - cerrado, 366
- pilote, 411
- columna, 412
 - de desplazamiento, 412
 - de sustitución, 412
 - excavado y hormigonado *in situ*, 412
 - flotante, 412
 - prefabricado, 412
- Pirineos, 637
- piroclastos, 105
- plasticidad, 23
- porosidad, 128, 25, 271
- eficaz, 271
- Portugal, 570
- pozos
- de revestimiento, 481
 - verticales, 474
- precarga, 595
- precipitaciones, 439
- precorte mecánico, 532
- predicción, 615
- presas, 389, 542, 603
- arco-hóveda, 545
 - arco-gravedad, 545
 - de arco, 557
 - de contrafuertes, 545, 557
 - de fábrica, 544
 - de gravedad, 545, 557
 - de hormigón, 569
 - compactado, 546
 - de materiales sueltos, 544, 569
- presión
- admisible, 397
 - confinante, 172
 - de hundimiento, 395, 398
 - de sobreconsolidación, 61
 - intersticial, 32, 42, 159, 173, 206, 434, 481
- presiones hidrostáticas, 28, 464
- prevención, 608, 615
- procesos geomorfológicos, 382
- provincia sismotectónica, 676, 677

R

- reconocimiento geotécnico, 426 (ver informe geotécnico)
- red de flujo, 34, 37, 294, 435, 437
- relleno, 181, 253
- rellenos antrópicos, 112, 425
- reptación, 627
- residuos, 300
- resistencia, 192, 209, 245
- a compresión simple, 130, 158, 181
 - a tracción, 130
 - al corte, 158, 182, 255, 348, 349
 - de pico, 150, 157
 - residual, 150

resistividad, 329
 eléctrica, 338
 retracción, 23
 revestimiento, 489, 526
 riesgo, 609, 611
 sísmico, 610
 riesgos geológicos, 2, 382, 608
 rigidez, 181
 ripabilidad, 483, 484
 roca intacta, 118
 rocas, 121
 arcillosas, 137
 ígneas, 136, 138
 metamórficas, 138
 solubles, 561
 volcánicas, 425
 rotura
 curva, 443, 467
 dúctil, 151
 en cuña, 441, 458
 frágil, 151
 plana, 440, 457
 por pandeo, 442, 466
 por vuelco, 465
 rozadoras, 524
 rozamiento
 interno, 80, 158
 negativo, 417
 RQD, 258, 326
 rugosidad, 181, 182, 250

S

salinización, 562
 San Francisco, 632
 saprolito, 137
 segmento de falla, 670
 sifonamiento, 44, 48
 sísmica
 de reflexión, 334
 de refracción, 332
 sismicidad, 675
 inducida, 577
 sismitas, 674
 sistemas de información geográfica, 384, 617, 661
slickensides, 436
 sobreconsolidación, 59
 solifluxión, 627, 635
 sondas radiactivas, 338
 sondeos, 316, 552
 a rotación, 317
 a rotoperCUSión, 320
 eléctricos verticales, 330
 sostenimiento, 489, 526
 primario, 526
 secundario, 526
 subpresiones, 557, 562
 subsidencia, 537, 655, 656, 659
 minera, 658

suelos, 20, 121
 blandos, 425, 594
 cohesivos, 90
 colapsables, 111, 423
 dispersivos, 110, 583
 expansivos, 421
 finos, 27, 89
 licuefactables, 114
 negros, 104
 residuales, 122, 134, 18
 rojos, 104
 salinos, 110
 saturados, 20
 semisaturados, 20
 transportados, 18, 122, 134
 volcánicos, 104
 superficie
 específica, 92
 freática, 270
 piezométrica, 270
 susceptibilidad, 98, 114, 617
 sustitución isomórfica, 93

T

Taiwan, 577
 talud infinito, 447
 tamaño de bloques, 256
 tectónica de placas, 666
 Tegucigalpa, 4
 teledetección, 311
 Tenerife, 106
 tensiones, 119, 143, 147, 212
 inducidas, 216
 naturales, 357, 438, 499
 principales, 145
 residuales, 216
 terraplenes, 580, 585, 588, 596
 «zonados», 581
 experimentales, 593
 terremoto
 característico, 680
 de control, 677
 de diseño, 576, 689
 Terzaghi, 41, 42
 testificación geotécnica, 325
 testigos parafinados, 322
 Teton, 543
 tierra armada, 478
tilt test, 255, 350, 351
 tobas, 112
 tomamuestras, 322
 tomografía, 340
 Tous, 547
 tracción, 152
 transmisividad, 274
 trazadores
 radioactivos, 291
 sólidos, 291

tubería piezométrica, 366
tubos volcánicos, 656 (ver cavidades)
tuneladoras, 524, 525, 532
túneles, 389
 artificiales, 654
turbas, 658
Turquía, 693

U

unidades geotécnicas, 381, 382
uniformidad, 22

V

Vajont, 542, 565
Valle del Ebro, 111
velocidad
 de las ondas elásticas, 131, 201
 de las ondas sísmicas, 203, 484

Venecia, 658
vibroflotación, 595
voladuras, 483
 controladas, 524
volumen elemental representativo, 208
vuelco de estratos, 442
vuelcos, 628
vulnerabilidad, 611
 sísmica, 690

Y

yeso, 18, 103, 110, 111, 423, 561

Z

zanjas, 672
zapatas, 395
Zaragoza, 423
zonificación geotécnica, 381, 382



Ingeniería Geológica

Coordinador: González de Vallejo

El conocimiento geológico es fundamental para el proyecto de las obras de infraestructura, edificación y explotaciones mineras, y para la ordenación territorial o urbana. La interpretación de las condiciones geológicas, y su integración en el diseño y construcción, mediante soluciones acordes a la naturaleza del terreno y al medio ambiente, es el principal objetivo de la ingeniería geológica, junto a la prevención y mitigación de los daños causados por los desastres naturales de origen geológico.

En líneas generales, el libro responde a estos planteamientos, estructurándose en tres partes. La Parte I trata de los fundamentos: mecánica del suelo, mecánica de rocas e hidrogeología, así como de los métodos: investigaciones in situ, reconocimientos geotécnicos y cartografía geotécnica. En la Parte II se incluyen las aplicaciones más importantes: cimentaciones, taludes, túneles, presas y estructuras de tierras. La Parte III se dedica a los riesgos geológicos, en particular a los deslizamientos y otros movimientos del terreno, y al riesgo sísmico.

Este libro constituye una referencia básica para el ingeniero geólogo, el ingeniero geotécnico, el geólogo, el ingeniero civil y, en general, para los profesionales relacionados con las cimentaciones, excavación de taludes, túneles, minería, presas, obras de tierra, etc. Como libro de texto desarrolla un programa de estudios avanzados en ingeniería geológica, geología aplicada y geotecnia.

Sus autores, Luis I. González de Vallejo, Mercedes Ferrer, Luis Ortuño y Carlos Oteo, son profesores de Ingeniería Geológica y de Ingeniería del Terreno en las universidades Complutense y Politécnica de Madrid.



www.pearsoneducacion.com

ISBN 84-205-3104-9



9 788420 531045