

205.

**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA  
DE MEXICO**

**ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES  
ARAGON**



**"MICROSISMICIDAD Y MECANICA  
DE ROCAS"**

**TESIS PROFESIONAL**  
QUE PARA OBTENER EL TITULO DE  
INGENIERO CIVIL  
P R E S E N T A N  
FABIAN BENITEZ ESPINOZA  
JUAN MOHEDANO VERDE

ASESOR DE TESIS: ING. GABRIEL ALVAREZ BAUTISTA



**ENEP**  
ARAGON

Escuela Nacional de Estudios Profesionales

**TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN**

SAN JUAN DE ARAGON, EDO. DE MEX.

1994



## **UNAM – Dirección General de Bibliotecas Tesis Digitales Restricciones de uso**

### **DERECHOS RESERVADOS © PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL**

Todo el material contenido en esta tesis está protegido por la Ley Federal del Derecho de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (México).

El uso de imágenes, fragmentos de videos, y demás material que sea objeto de protección de los derechos de autor, será exclusivamente para fines educativos e informativos y deberá citar la fuente donde la obtuvo mencionando el autor o autores. Cualquier uso distinto como el lucro, reproducción, edición o modificación, será perseguido y sancionado por el respectivo titular de los Derechos de Autor.



UNIVERSIDAD NACIONAL  
AVENIDA DE  
MEXICO

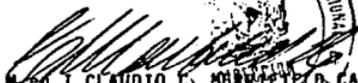
ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES  
ARAGÓN  
DIRECCION

FABIAN BENITEZ ESPINOZA  
P R E S E N T E .

En contestación a su solicitud de fecha 15 de noviembre del año en curso, presentada por Juan Moledano Verde y usted, relativa a la autorización que se le debe conceder para que el señor profesor, Ing. GABRIEL ALVAREZ -- BAUTISTA pueda dirigirle el trabajo de Tesis denominado "MICROSISMICIDAD Y MECANICA DE ROCAS", con fundamento en el punto 6 y siguientes del Reglamento para Exámenes Profesionales en esta Escuela, y toda vez que la documentación presentada por usted reúne los requisitos que establece el precitado Reglamento; me permito comunicarle que ha sido aprobada su solicitud.

Aprovecho la ocasión para reiterarle mi distinguida consideración.

ATENTAMENTE  
"POR MI RAZA HABLARA EL ESPIRITU"  
San Juan de Aragón, Edo. de Méx. a Diciembre 7 de 1993  
EL DIRECTOR

  
En fe CLAUDIO L. MARRIFIELD CASTRO  


- c c p Lic. Alberto Ibarra Rosas, Jefe de la Unidad Académica.  
c c p Ing. José Paulo Mejorada Mota, Jefe de Carrera de Ingeniería Civil.  
c c p Ing. Gabriel Alvarez Bautista, Asesor de Tesis.

CCMCIAIR/eva



UNIVERSIDAD NACIONAL  
AVENIDA DE  
MEXICO

ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES  
ARAGÓN  
DIRECCION

JUAN MOHEDANO VERDE  
P R E S E N T E .

En contestación a su solicitud de fecha 15 de noviembre del año en curso, presentada por Fabián Benítez Espinoza y usted, relativa a la autorización que se le debe conceder para que el señor profesor, Ing. GABRIEL ALVAREZ BAUTISTA pueda dirigirle el trabajo de Tesis denominado "MICROSISIVICIDAD Y MECANICA DE ROCAS", con fundamento en el punto 6 y siguientes del Reglamento para Exámenes Profesionales en esta Escuela, y toda vez que la documentación presentada por usted reúne los requisitos que establece el precitado Reglamento; me permito comunicarle que ha sido aprobada su solicitud.

Aprovecho la ocasión para reiterarle mi distinguida consideración.

ATENTAMENTE  
"POR MI RAZA HABLARA EL ESPANOL"  
San Juan de Aragón, Edo. de Méx., Diciembre 7 de 1993  
EL DIRECTOR

  
M en 1 CLAUDIO C. MERRIFIELD CASTRO

- c c p Lic. Alberto Ibarra Rosas, Jefe de la Unidad Académica.
- c c p Ing. José Paulo Mejorada Mota, Jefe de Carrera de Ingeniería Civil.
- c c p Ing. Gabriel Alvarez Bautista, Asesor de Tesis.

CCMC/AIR/eva



UNIVERSIDAD NACIONAL  
AUTÓNOMA DE  
MÉXICO.

ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS  
PROFESIONALES ARAGON  
UNIDAD ACADÉMICA

ING. DANIEL VELAZQUEZ VAZQUEZ  
JEFE DE CARRERA DE INGENIERIA CIVIL  
P R E S E N T E .

En atención a su solicitud de fecha 28 de junio del año en curso, por la que se comunica que los alumnos FABIAN BENITEZ ESPINOZA y JUAN MOHEDANO VERDE, de la carrera de INGENIERO CIVIL, han concluido su trabajo de investigación intitulado "MICROSISMICIDAD Y MECANICA DE ROCAS", y como el mismo ha sido revisado y aprobado - por usted se autoriza su impresión, así como la iniciación de los trámites correspondientes para la celebración del sional.

Sin otro particular, le reitero las seguridades de mi atenta consideración.

ATENTAMENTE  
"POR MI RAZA HABLARA EL ESPIRITU"  
San Juan de Aragón, Edo. Méx., Junio 30, 1994.  
EL JEFE DE LA UNIDAD

  
LIC. ALBERTO BARRA ROSAS

c/c p Ing. Gabriel Alvarez Bautista, Asesor de Tesis.  
c c p interesado.

AIR\*com.



UNIVERSIDAD NACIONAL  
AVANZA DE  
MEXICO

ING. DANIEL VELAZQUEZ VAZQUEZ  
JEFE DE CARRERA DE INGENIERIA  
CIVIL.  
P R E S E N T E .

En atención a la solicitud de fecha 29 de junio del año en curso, por la que se comunica que los alumnos JUAN MOHEDA NO VERDE y FABIAN BENITEZ ESPINOSA de la carrera de INGENIERIA CIVIL, ha concluido su trabajo de investigación intitulado "MICROSISMICIDAD Y MECANICA DE ROCAS", y como el mismo ha sido revisado y aprobado por usted, se autoriza su impresión, así como la iniciación de los trámites correspondientes para la celebración del Examen Profesional.

Sin otro particular, le reitero las seguridades de mi atenta consideración.

ATENTAMENTE  
"POR MI RAZA HABLARA EL ESPIRITU"  
San Juan de Aragón, Edo. de Méx., Junio 30, 1994.  
EL JEFE DE LA UNIDAD

  
LIC. ALBERTO IBARRA ROSAS

cc p Ing. Gabriel Alvarez Bautista.- Asesor de tesis.  
cc p i n t e r e s a d o .

AIR'la.

**A la Escuela Nacional de Estudios Profesionales**

**A R A G O N**

**Al Ing. Gabriel Alvarez Bautista**  
**Asesor de Tesis**

**F. B. E.**

**Y**

**J. M. V.**

A mis Padres

A mis Hermanos

F. B. B.

A mis Padres

Silviano Mohedano Angeles

María Isabel Verde Avalos

A mis hermanos

Felipe

María Eugenia

María Isabel

A mis Tíos

Antonio Verde Avalos

Alicia Hernández Berrios

J. M. V.

# CONTENIDO

Página

INTRODUCCION. . . . .	1
-----------------------	---

## CAPITULO 1

### " PRINCIPIOS DE GEOLOGIA "

1. 1.- DEFINICION DE GEOLOGIA. . . . .	7
1. 2.- PRINCIPALES DIVISIONES DE LA TIERRA . . . . .	7
1. 3.- LA LITOSFERA. . . . .	8
1. 3. 1.- La corteza terrestre. . . . .	8
1. 3. 1. 1.- Continentes. . . . .	8
1. 3. 1. 2.- Cuencas oceánicas. . . . .	9
1. 3. 1. 3.- Teoría de la isostasia . . . . .	10
1. 3. 1. 4.- Temperatura y presión. . . . .	11
1. 3. 2.- El manto. . . . .	12
1. 3. 3.- El núcleo . . . . .	12
1. 4.- LOS MINERALES . . . . .	16
1. 4. 1.- Cristales . . . . .	18
1. 4. 2.- Composición . . . . .	18
1. 4. 3.- Número. . . . .	21
1. 4. 4.- Identificación. . . . .	21
1. 4. 5.- Propiedades físicas . . . . .	22
1. 4. 6.- Minerales formadores de rocas . . . . .	27
1. 5.- LAS ROCAS . . . . .	33
1. 5. 1.- Tipos de cuerpo de roca . . . . .	34
1. 5. 2.- Clases de rocas . . . . .	34

1. 5. 3.- Rocas ígneas. . . . .	35
1. 5. 3. 1.- Textura. . . . .	36
1. 5. 3. 2.- Estructura . . . . .	37
1. 5. 3. 3.- Rocas intrusivas o plutónicas. . . . .	37
1. 5. 3. 4.- Rocas extrusivas o volcánicas. . . . .	38
1. 5. 3. 5.- Contenido mineralógico . . . . .	40
1. 5. 4.- Rocas sedimentarias . . . . .	41
1. 5. 4. 1.- Clasificación. . . . .	41
1. 5. 4. 2.- Características físicas. . . . .	43
1. 5. 4. 3.- Clases de rocas sedimentarias. . . . .	46
1. 5. 5.- Rocas metamórficas. . . . .	48
1. 5. 5. 1.- Factores de metamorfismo . . . . .	49
1. 5. 5. 2.- Clases de metamorfismo . . . . .	49
1. 5. 5. 3.- Estructura y textura . . . . .	51
1. 5. 5. 4.- Clases de rocas metamórficas . . . . .	52
1. 6.- ESTRUCTURAS GEOLOGICAS. . . . .	54
1. 6. 1.- Procesos geológicos . . . . .	54
1. 6. 2.- Estructuras producidas por gradación. . . . .	55
1. 6. 3.- Estructuras producidas por vulcanismo . . . . .	57
1. 6. 3. 1.- Por rocas intrusivas . . . . .	57
1. 6. 3. 2.- Por rocas extrusivas . . . . .	60
1. 6. 4.- Estructuras producidas por diastrofismo . . . . .	61
1. 6. 4. 1.- Por deformación. . . . .	61
1. 6. 4. 2.- Por desplazamiento . . . . .	64

## CAPITULO 2

### " MECANICA DE ROCAS "

2. 1.- MECANICA DE ROCAS. DEFINICION . . . . .	69
--	----

2. 2.- PROPIEDADES DE LAS ROCAS. . . . .	71
2. 2. 1.- Propiedades físicas o índice. . . . .	72
2. 2. 1. 1.- Composición mineralógica . . .	73
2. 2. 1. 2.- Estructura . . . . .	73
2. 2. 1. 3.- Textura. . . . .	74
2. 2. 1. 4.- Densidad de sólidos. . . . .	74
2. 2. 1. 5.- Relación de vacíos . . . . .	77
2. 2. 1. 6.- Contenido de agua. . . . .	78
2. 2. 1. 7.- Grado de saturación. . . . .	78
2. 2. 1. 8.- Porosidad. . . . .	78
2. 2. 1. 9.- Contenido de agua de la roca - saturada . . . . .	83
2. 2. 1.10.- Alterabilidad y durabilidad. - Grado de alteración. . . . .	86
2. 2. 1.11.- Permeabilidad. . . . .	89
2. 2. 1.12.- Sensitividad . . . . .	89
2. 2. 1.13.- Otras propiedades físicas. . .	89
2. 2. 2.- Propiedades mecánicas . . . . .	90
2. 2. 2. 1.- Fragmentación natural. . . . .	92
2. 2. 2. 2.- Dureza . . . . .	92
2. 2. 2. 3.- Durabilidad. . . . .	93
2. 2. 2. 4.- Permeabilidad. . . . .	93
2. 2. 2. 5.- Elasticidad. . . . .	96
2. 2. 2. 6.- Plasticidad. . . . .	101
2. 2. 2. 7.- Deformabilidad . . . . .	104
2. 2. 2. 8.- Resistencia. . . . .	104
2. 2. 2. 9.- Factores que afectan las pro-- piedades mecánicas de las ro-- cas. . . . .	111
2. 3.- ESTADO NATURAL DE ESPUERZOS EN LA MASA ROCOSA . . . . .	112

2. 3. 1.- Hipótesis desarrolladas . . . . .	113
2. 3. 2.- Pruebas para determinar el estado natural - de esfuerzos de una masa rocosa . . . . .	114
2. 3. 2. 1.- Método de relajación de esfuer- zos. . . . .	114
2. 3. 2. 2.- Método del gato plano. . . . .	124
2. 3. 2. 3.- Método de fracturamiento hi- dráulico . . . . .	126
2. 4.- EXPLORACION Y MUESTREO EN ROCA. . . . .	127
2. 4. 1.- Métodos directos de exploración a base de - perforaciones . . . . .	128
2. 4. 1. 1.- Algunos procedimientos para la extracción de muestras . . . . .	128
2. 4. 1. 2.- Máquinas perforadoras. . . . .	131
2. 4. 1. 3.- Barriles muestreadores . . . . .	133
2. 4. 1. 4.- Fluidos de la perforación. . . . .	148
2. 4. 2.- Métodos indirectos de exploración a base de excavaciones. . . . .	149
2. 4. 2. 1.- Tipos de exploración mediante excavaciones . . . . .	150
2. 4. 2. 2.- Dimensiones de la excavación . . . . .	152
2. 4. 3.- Métodos geofísicos. . . . .	153
2. 4. 3. 1.- Método sísmico . . . . .	154
2. 4. 3. 2.- Método eléctrico . . . . .	158
2. 4. 3. 3.- Método con sensores remotos. . . . .	165
2. 4. 3. 4.- Método termométrico. . . . .	166
2. 4. 3. 5.- Método de los trazadores nu- cleares. . . . .	166
2. 4. 3. 6.- Método del registro geofísico en pozos . . . . .	168

2. 4. 4.- Recomendaciones para llevar a cabo la explotación del subsuelo . . . . .	171
2. 5.- DETERMINACION DE LAS PROPIEDADES MECANICAS DE LAS ROCAS . . . . .	172
2. 5. 1.- Determinación de la permeabilidad . . . . .	174
2. 5. 1. 1.- Determinación en campo . . . . .	174
2. 5. 1. 2.- Determinación en laboratorio . . . . .	180
2. 5. 2.- Determinación de la resistencia . . . . .	189
2. 5. 2. 1.- Pruebas de resistencia a la tensión. . . . .	189
2. 5. 2. 2.- Pruebas de resistencia a la compresión . . . . .	194
2. 5. 2. 3.- Pruebas de resistencia al esfuerzo cortante. . . . .	204
2. 5. 3.- Determinación de la deformabilidad. . . . .	216
2. 5. 3. 1.- Determinación en laboratorio . . . . .	217
2. 5. 3. 2.- Determinación en campo . . . . .	223
2. 6.- CRITERIOS DE FALLA EN LAS ROCAS (TEORIAS DE RESISTENCIA). . . . .	233
2. 6. 1.- Máximo esfuerzo de tensión. . . . .	235
2. 6. 2.- Teoría de la deformación máxima . . . . .	235
2. 6. 3.- Máximo esfuerzo cortante. . . . .	235
2. 6. 4.- Criterio de Coulomb . . . . .	237
2. 6. 5.- Criterio de Mohr. . . . .	241
2. 6. 6.- Teoría de Griffith. . . . .	244
2. 7.- MODOS DE FALLA EN LAS ROCAS . . . . .	245
2. 7. 1.- Falla por flexión . . . . .	245
2. 7. 2.- Falla por cortante. . . . .	247
2. 7. 3.- Falla por tensión directa . . . . .	247
2. 7. 4.- Falla por aplastamiento o compresión. . . . .	247

2. 8.-	CLASIFICACION DE LOS MACIZOS ROCOSOS. . . . .	248
2. 8. 1.-	Clasificación de Terzaghi . . . . .	248
2. 8. 2.-	Clasificación de Stini y Lauffer. . . . .	250
2. 8. 3.-	Indice de calidad de la roca de Deere (Rock Quality Designation, RQD) . . . . .	251
2. 8. 4.-	Clasificación de Bieniawski . . . . .	255
2. 8. 5.-	Clasificación de Barton . . . . .	262
2. 8. 6.-	Clasificación de Miller . . . . .	269
2. 8. 7.-	Clasificación de las rocas de acuerdo con - su resistencia a compresión simple. . . . .	272

CAPITULO 3  
" SISMICIDAD "

3. 1.-	DEFINICIONES. . . . .	275
3. 2.-	GENERACION Y PROPAGACION DE SISMOS. . . . .	277
3. 2. 1.-	Fuentes sísmicas. . . . .	277
3. 2. 1. 1.-	De origen natural. . . . .	278
3. 2. 1. 2.-	Artificiales . . . . .	279
3. 2. 2.-	Teoría del rebote elástico. . . . .	280
3. 2. 3.-	Tipos de fallas . . . . .	282
3. 2. 4.-	Representación puntual. . . . .	283
3. 2. 5.-	Ruptura sísmica . . . . .	285
3. 2. 6.-	Preeventos, réplicas y enjambres. . . . .	288
3. 2. 7.-	Ondas sísmicas. . . . .	290
3. 2. 7. 1.-	Ondas de cuerpo. . . . .	290
3. 2. 7. 2.-	Ondas de superficie. . . . .	292
3. 2. 7. 3.-	Ondas complejas. . . . .	294
3. 3.-	INTENSIDAD Y MAGNITUD . . . . .	296

3. 3. 1.- Intensidad. . . . .	296
3. 3. 2.- Magnitud. . . . .	305
3. 4.- TECTÓNICA DE PLACAS . . . . .	307
3. 4. 1.- Dorsales oceánicas. . . . .	310
3. 4. 2.- Fosas . . . . .	313
3. 4. 3.- Fallas transformadas. . . . .	313
3. 4. 4.- Puntos triples. . . . .	315
3. 4. 5.- Velocidades entre placas y momento sísmico. . . . .	315
3. 5.- SISMICIDAD DE LA REPUBLICA MEXICANA . . . . .	317
3. 5. 1.- Placas tectónicas en la vecindad del territorio mexicano. . . . .	317
3. 5. 2.- Zonificación de la República Mexicana . . . . .	322
3. 5. 3.- Regiones tectónicas y estado actuales de esfuerzo en México. . . . .	324
3. 6.- INSTRUMENTACION SISMICA . . . . .	325
3. 6. 1.- Instrumentos de medición. . . . .	325
3. 6. 2.- Instrumentación sísmica de México . . . . .	328
3. 6. 3.- Sismogramas . . . . .	333
3. 7.- MICROSISMOS . . . . .	337
3. 7. 1.- Definición. . . . .	337
3. 7. 2.- Causas que originan a los microsismos . . . . .	337
3. 7. 2. 1.- Causas naturales . . . . .	337
3. 7. 2. 2.- Causas artificiales. . . . .	340
3. 7. 3.- Agitación microsísmica en el Valle de México. . . . .	352

CAPITULO 4

" EFECTOS DE LA MICROSISMICIDAD EN EL COMPORTAMIENTO "   
 DE LAS ROCAS

4. 1.- EFECTOS EN LA RESISTENCIA AL ESFUERZO CORTANTE. . . . .	356
4. 1. 1.- Discontinuidades estructurales en un macizo rocoso. . . . .	356
4. 1. 2.- Resistencia de las fisuras rocosas al es--- fuerzo cortante . . . . .	358
4. 1. 2. 1.- Resistencia al esfuerzo cortan <u>te</u> en las superficies planas - de las fisuras rocosas . . . . .	358
4. 1. 2. 2.- Dilata <u>ncia</u> de las fisuras. . . . .	362
4. 1. 2. 3.- Resistencia al esfuerzo cortan <u>te</u> en una fisura de paredes ru <u>gosas</u> . . . . .	364
4. 1. 2. 4.- Resistencia al esfuerzo cortan <u>te</u> en una fisura con relleno . . . . .	371
4. 1. 2. 5.- Dispersi <u>ón</u> de los valores loca <u>les</u> de la resistencia al es--- fuerzo cortante en una fisura de gran extensi <u>ón</u> . . . . .	372
4. 2.- EFECTOS EN LA PERMEABILIDAD DE LAS ROCAS. . . . .	376
4. 2. 1.- Algunos efectos de las filtraciones en las masas rocosas . . . . .	377
4. 2. 1. 1.- Efectos de los cambios de tem <u>peratura</u> . . . . .	378
4. 2. 1. 2.- Casos de los temblores locales en el Valle de Mé <u>xico</u> debido a filtraciones . . . . .	379
4. 2. 1. 3.- Comparaci <u>ón</u> entre frecuencia - de temblores en la Sierra de - las Cruces y precipitaci <u>ón plu</u> vial . . . . .	383

4. 2. 2.- Permeabilidad debida a la fisuración y fracturamiento de las rocas ocasionadas por vibraciones microsísmicas . . . . .	383
4. 2. 3.- Volumen de filtraciones . . . . .	388
4. 2. 3. 1.- Para un túnel excavado bajo un lago (Flujo estacionario y carga hidráulica constante) . . .	388
4. 2. 3. 2.- Flujo a través del frente de un túnel . . . . .	389
4. 2. 3. 3.- Flujo establecido a través del frente y las paredes laterales cuando el túnel penetra en acuífero . . . . .	392
4. 2. 3. 4.- Flujo a través de las paredes de un túnel cuando la carga hidráulica no es constante . . .	394
4. 2. 3. 5.- Flujo a través de las paredes laterales de un túnel durante la penetración del túnel en el acuífero . . . . .	396
4. 2. 4.- Las presiones intersticiales y la resistencia de los macizos rocosos. . . . .	397
4. 2. 5.- Inyección de roca fisurada. . . . .	398
4. 2. 5. 1.- Tipos de inyecciones . . . . .	400
4. 2. 5. 2.- Método de inyección. . . . .	401
4. 2. 5. 3.- Mezclas o lechadas . . . . .	404
4. 2. 5. 4.- Equipo de inyección. . . . .	404
4. 2. 5. 5.- Equipo de perforación. . . . .	406
4. 2. 5. 6.- Presiones de inyección . . . . .	408
4. 2. 5. 7.- Lavado previo de cavidades . . . . .	409

4. 3.- EFECTOS EN LA ESTABILIDAD DE LOS MACIZOS ROCOSOS. . .	410
4. 3. 1.- Efectos en la estabilidad de taludes. . . .	410
4. 3. 1. 1.- Análisis de estabilidad de ta-	
ludes. . . . .	411
4. 3. 1. 2.- Anclaje para estabilidad de ta	
ludes. . . . .	436
4. 3. 2.- Efectos en la estabilidad de obras subterrá	
neas. . . . .	451
4. 3. 2. 1.- Diseño de obras subterráneas .	451
4. 3. 2. 2.- Daños en túneles debido a vi--	
braciones ocasionadas por ex--	
plosiones. . . . .	473
4. 3. 2. 3.- Sistemas de soporte y estabili	
zación en excavaciones subte--	
rráneas. . . . .	474
4. 4.- EMPLEO DE LOS MICROSISMOS EN LA MECANICA DE ROCAS . .	489
4. 4. 1.- Determinación de la deformabilidad de una -	
masa rocosa . . . . .	489
4. 4. 1. 1.- Determinación aproximada . . .	490
4. 4. 1. 2.- Método sismo-elástico. . . .	498
4. 4. 1. 3.- Generalización de los resulta-	
dos de los ensayos de deforma-	
ción . . . . .	518
4. 4. 2.- Otras aplicaciones de los microsismos en la	
Mecánica de rocas . . . . .	519
4. 4. 2. 1.- Empleo de los microsismos en -	
un proyecto de cimentación . .	520
4. 4. 2. 2.- Otros ejemplos de utilización	
de los microsismos . . . . .	524
4. 5.- INSTRUMENTACION EN MECANICA DE ROCAS. . . . .	529

4. 5. 1.-	Medición de deformaciones superficiales . . .	530
4. 5. 1. 1.-	Alineación topográfica . . . . .	530
4. 5. 1. 2.-	Nivelación topográfica . . . . .	533
4. 5. 1. 3.-	Nivelación diferencial . . . . .	533
4. 5. 1. 4.-	Medición de distancias . . . . .	537
4. 5. 1. 5.-	Triangulaciones. . . . .	539
4. 5. 1. 6.-	Métodos fotogramétricos. . . . .	540
4. 5. 2.-	Medición de deformaciones internas. . . . .	540
4. 5. 2. 1.-	Extensómetros fijos. . . . .	541
4. 5. 2. 2.-	Bancos de nivelación profundos	543
4. 5. 2. 3.-	Inclinómetros. . . . .	543
4. 5. 3.-	Medición de cargas y esfuerzos. . . . .	545
4. 5. 3. 1.-	Medición de fuerzas de anclaje	545
4. 5. 3. 2.-	Medición de esfuerzos in situ.	552
4. 5. 4.-	Medición de vibraciones . . . . .	560
4. 5. 4. 1.-	Sismógrafos. . . . .	561
4. 5. 4. 2.-	Acelerógrafos. . . . .	562
4. 5. 4. 3.-	Sismoscopios . . . . .	563
4. 5. 4. 4.-	Detector microsismico. . . . .	564
4. 5. 5.-	Dispositivos para la observación de barre-- nos . . . . .	565
4. 5. 5. 1.-	Estratoscopio. . . . .	565
4. 5. 5. 2.-	Cámara fotográfica . . . . .	566
4. 5. 5. 3.-	Cámara de televisión . . . . .	568
CONCLUSIONES. . . . .		569
GLOSARIO. . . . .		573
BIBLIOGRAFIA. . . . .		589

## I N T R O D U C C I O N

Desde las épocas prehistóricas el hombre empezó a usar las -- rocas para realizar sus construcciones. De las cavernas naturales hasta los fastuosos templos subterráneos, como el famoso templo - Gueghard en Armenia, de los primeros túneles, uno de los cuales - fué construido en Palestina aproximadamente en el siglo XX antes de Cristo, hasta los modernos túneles carreteros y del metro.

Hoy en día, las civilizaciones dependen en gran parte del buen aprovechamiento que puedan hacer de las rocas, no solamente desde el punto de vista de usarlas como una fuente de material en bruto sino también como un material que puede ser utilizado en la cimentación de grandes estructuras o en el cual pueden llevarse a cabo excavaciones bajo o sobre la superficie con fines de utilidad para el hombre.

Resulta entonces que el estudio de las rocas desde el punto de vista ingenieril se hace muy necesario, tanto para conocer las - principales propiedades de éstas como para determinar el comportamiento de las mismas cuando son sometidas a fuerzas extrañas a su naturaleza. La ciencia encargada de realizar dichos estudios es - la Mecánica de Rocas, ciencia que fundó sus orígenes en la necesidad de conocer a fondo los problemas que se generaban en la Ingeniería Civil y en la Ingeniería de Minas cuando se tenía la necesidad de trabajar en roca.

La naturaleza de las rocas puede ser modificada por fenómenos naturales o por la acción del hombre al realizar excavaciones en ellas. Uno de los fenómenos naturales que más influyen en el comportamiento de las rocas son los sismos, ya que logran afectar - considerablemente el nivel de esfuerzos al que originalmente estaban sometidas.

En el presente trabajo de Tesis enfocaremos la investigación - hacia el estudio de sismos de pequeña magnitud o intensidad, llamados "microsismos", ya sean de origen natural o provocados por - el hombre, tratando de evaluar los daños y beneficios que pueden provocar en las rocas. Hablamos de "beneficios" ya que la utiliza- ción de los microsismos en la Mecánica de Rocas es de gran utili- dad para la determinación de algunas propiedades de las rocas y - para el reconocimiento o exploración del subsuelo, entre otras - cosas.

Para un mejor entendimiento de la relación que existe entre la Microsismicidad y la Mecánica de Rocas, el contenido de esta Te- sis se expondrá en cuatro capítulos, partiendo de lo simple a lo complejo con el fin de facilitar la comprensión del tema por pro- fesionales de la materia, alumnos de la carrera de ingeniería ci- vil o por cualquier otra persona que se interese en el mismo.

Los objetivos a alcanzar en cada uno de los cuatro capítulos - se describen en lo que sigue.

En el primer capítulo, denominado PRINCIPIOS DE GEOLOGIA, se - tocarán los conceptos fundamentales para lograr una mejor compren- sión del tema. Se desarrollan conceptos tales como las principa- les divisiones de la Tierra, poniendo una mayor atención a la li- tosfera (corteza, manto y núcleo).

Otro concepto de fundamental importancia que se aborda en este capítulo es el de los minerales, estudiándolos desde el punto de vista de su composición, de la forma cristalina que adoptan y de la forma en que se identifican atendiendo a sus propiedades ffsi- cas. Cabe mencionar que en cuanto a la identificación de los mine- rales formadores de rocas señalaremos sólo los más importantes pa- ra la ingeniería civil. Por último, se explicará la clasificación de las rocas atendiendo a su origen y se describirán también los diferentes procesos geológicos que dan como consecuencia a dife--

rentes estructuras o formaciones geológicas, cuyo conocimiento es de vital importancia para el entendimiento de los capítulos siguientes.

En el segundo capítulo, llamado MECANICA DE ROCAS, trataremos las teorías, análisis, conceptos y puntos de vista que ésta ciencia usa para el estudio de los macizos rocosos.

Primeramente definiremos las principales características de las rocas, como lo son sus propiedades físicas y mecánicas, además de hacer énfasis en la discontinuidad y anisotropía de las mismas. Estas últimas características son importantes para una primera evaluación del macizo rocoso en el campo, ya que nos proporcionan una idea general del grado de fracturamiento y fisuración que éste presenta, además de señalar nos que las propiedades de las rocas cambian de un medio o lugar a otro, e incluso dentro de un mismo medio rocoso estudiado.

Otro concepto muy importante que se discute en este capítulo es el del estado natural de esfuerzos en la roca. El conocimiento de este nivel de esfuerzos en el macizo rocoso es de gran utilidad en la mecánica de rocas ya que por medio de él podremos anticipar el comportamiento que dicho macizo presentará al realizar una excavación o al someterlo a cargas ajenas a su naturaleza. Aquí se señalan las principales hipótesis desarrolladas para analizar el estado natural de esfuerzos en la roca así como también algunas pruebas de campo para poder determinarlo.

La exploración y muestreo juegan un papel muy importante en el reconocimiento del subsuelo y en la determinación, por medio de muestras, de las características y propiedades de una masa de roca. En este capítulo expondremos las técnicas directas e indirectas para la exploración y muestreo en roca, además de las técnicas de exploración geofísica para el reconocimiento del subsuelo.

Posteriormente encaminaremos nuestra atención al estudio de la determinación de las propiedades mecánicas de las rocas, tanto en campo como en laboratorio, tomando en cuenta la importancia y finalidad de cada una de ellas.

Algo que no queremos omitir, por considerarlo de gran importancia para conocer el comportamiento de una muestra de roca, son los diferentes criterios de falla (teorías de resistencia) desarrollados hasta la fecha. También analizaremos los modos de falla más comunes que se pueden presentar en las masas de roca.

Para finalizar este capítulo expondremos algunas clasificaciones de los macizos rocosos para fines de ingeniería.

El objetivo principal del tercer capítulo, llamado SISMICIDAD es el de conocer el origen y la propagación de los microsismos para después encontrar la relación de éstos con la Mecánica de Rocas. Sin embargo, para tener un panorama más amplio sobre los microsismos, consideramos que es conveniente estudiar también a la Sismicidad en general, para tener conocimientos más fundamentados acerca del tema. En este capítulo partiremos de lo general a lo particular, empezando por definir algunos términos indispensables para la comprensión del mismo; enseguida tocaremos lo relevante a la generación y propagación de sismos, analizando algunas teorías a cerca de las fuentes que los originan y estudiando también los diferentes tipos de ondas generadas. Hablaremos también de las dos escalas más importantes para medir el tamaño de un sismo, una para medir la intensidad y la otra para la magnitud.

El conocimiento de la tectónica de placas nos servirá para conocer los mecanismos que en ellas ocurren y que son causa importante en la generación de sismos, tomando en cuenta que en la vecindad de la República Mexicana convergen cuatro placas que hacen que la actividad sísmica en México sea muy constante. Dicha

actividad puede ser captada por medio de instrumentos especiales los que a su vez registran el movimiento en gráficas para hacer posible su estudio e interpretación posterior.

Por último, ya teniendo los conocimientos básicos de sismicidad, conoceremos las causas que dan origen a los microsismos y - la forma en que las ondas generadas por éstos pueden propagarse en la roca. Terminaremos este tercer capítulo haciendo referencia sobre la agitación microsísmica que se presenta en el Valle de México.

El cuarto y último capítulo denominado EFECTOS DE LA MICROSISMICIDAD EN EL COMPORTAMIENTO DE LAS ROCAS estará encaminado a establecer la relación que existe entre la Microsismicidad y la Mecánica de Rocas.

Es por esto que a este tema se le darán dos enfoques diferentes. Primeramente analizaremos los daños que las ondas microsísmicas ocasionan en los macizos rocosos alterando principalmente sus propiedades mecánicas. Es oportuno mencionar que además de - analizar los daños ocasionados en las rocas presentaremos también algunos métodos prácticos para minimizar dichos efectos dañinos.

El segundo enfoque es el de estudiar los usos que la Mecánica de Rocas hace de los microsismos artificiales para determinar algunas características y propiedades de las masas rocosas, además de emplearlos en algunos reconocimientos del subsuelo.

Además de los dos enfoques anteriores, en este capítulo se anexará un tema relacionado con los métodos de instrumentación en Mecánica de Rocas, puesto que es importante conocer los aparatos o instrumentos que son necesarios para determinar las deformaciones o esfuerzos a los que está sometida la roca in situ.

Antes de iniciar con el primer capítulo es importante dejar - en claro que los temas que conforman esta tesis se tratarán desde un punto de vista teórico y, en algunos casos, se abordarán - fórmulas y ecuaciones que servirán de base para la realización - de cálculos relacionados con problemas de Microsismicidad y Mecánica de Rocas.

## PRINCIPIOS DE GEOLOGIA

## 1. 1.- DEFINICION DE GEOLOGIA.

Proviene del griego Geo: "Tierra" y Logos "Ciencia". Examina ésta, además de los diferentes procesos que originaron las estructuras rocosas y el paisaje terrestre, la actual composición de la Tierra, tanto exterior como interior. La geología también reconstruye la sucesión de cambios pretéritos en la estructura terrestre, lo que conduce a una comprensión no sólo de la historia de la propia Tierra, sino también de las diferentes formas de vida que la habitaron en cualesquiera de las edades pasadas.

## 1. 2.- PRINCIPALES DIVISIONES DE LA TIERRA.

Tres zonas, que se corresponden con los tres estados de la materia (sólido, líquido y gaseoso), constituyen el globo que conocemos como la Tierra. La zona central sólida es la litosfera. Acunada en las cuencas oceánicas y distribuida a través de la superficie de la Tierra, está la zona del agua, la hidrósfera. Ro-

deando a ambas se encuentra una envoltura gaseosa, la atmósfera.

### 1. 3.- LA LITOSFERA.

La naturaleza de la litosfera (la corteza de la Tierra y el interior) representa la fase sólida de la materia en el planeta. Sin embargo, esto no es muy exacto ya que mediante el estudio de la propagación de las ondas sísmicas ha podido comprobarse que el globo terrestre tiene una estructura concéntrica en la que las diferentes capas, -corteza terrestre, manto y núcleo- son de distinta naturaleza y espesor. Cuando viajan de una zona a otra, las ondas sísmicas cambian de velocidad de acuerdo con la naturaleza del material que atraviesan; también con reflejadas y refractadas (combadas) en los límites de las zonas y estos quiebres abruptos son llamados discontinuidades.

#### 1. 3. 1.- La corteza terrestre.

La parte más externa es la corteza terrestre, y es ésta la de mayor interés para los ingenieros, está compuesta principalmente de rocas visibles en la superficie y se extiende hacia abajo de 32 a 48 km hasta un nivel claramente definido al que se llama discontinuidad Mohorovića.

La corteza rocosa de la Tierra, abajo de la delgada capa de sedimentos, presente en muchos lugares, tiene una doble y a veces una contrastante naturaleza; está compuesta de bloques continentales y de cuencas oceánicas.

#### 1. 3. 1. 1.- Continentes.

En el campo puede observarse que el granito es la roca primaria más abundante en los continentes. Además, las ondas sísmicas que viajan a través de la parte exterior del lecho rocoso de los continentes, lo hacen a razón de la

misma velocidad a como lo harían en el granito. Esta zona, por lo tanto, se llama la capa granítica o sial (de su composición química la cual es alta en silicio y aluminio); generalmente con un espesor de 10 a 15 km. y en ella la velocidad de propagación de las ondas sísmicas es de 6.3 km/s.

Esta zona puede estar separada de la de abajo por una discontinuidad irregular, aún cuando es más probable que exista una transición. En la zona inferior las ondas sísmicas viajan con más rapidez indicando un tipo de roca más denso que corresponde al basalto, por lo que se llama sustrato basáltico o sima (de su contenido químico el cual es alto en sílice y magnesio); se extiende a una profundidad de 30 a 40 km. abajo de la superficie y aún a mayor profundidad (alrededor de 60 km) abajo de las fajas montañosas activas. En el sima se supone flotando las masas sílicas y así se explica que las más densas tienden a hundirse y las más livianas a levantarse, en un proceso permanente y balanceado que se denomina ISOSTASIA.

### 1. 3. 1. 2.- Cuencas oceánicas.

El tipo de material continental (granítico) está ausente de la cuenca del Océano Pacífico y parece que en las otras cuencas oceánicas falta casi o totalmente; en vez de él, se encuentra la roca pesada y oscura que se llama basalto, expuesta en las islas esparcidas; su presencia extendida a todos los océanos se infiere de las altas velocidades de las ondas sísmicas transmitidas bajo los océanos. El fondo irregular de la zona inferior (oceánico) es la discontinuidad Mohorovicic, la cual yace de 10 a 13 km abajo del nivel del mar y marca la base de la corteza, como ya se dijo anteriormente.

La descripción de la doble capa de roca -granito arriba y basalto abajo y el granito ausente en las cuencas oceánicas- se complica por la presencia de montañas. El quiebre que experimen-

tan ciertas ondas sísmicas al pasar abajo de las inmensas cordilleras montañosas graníticas y la reducida atracción de la gravedad en la cercanía de las mismas sugiere que estas montañas alcanzan profundidades considerables como si tuvieran "raíces", en el basalto subyacente. Al igual que un iceberg, su parte sumergida es mayor que su parte expuesta; la zona granítica bajo las montañas puede ser cuatro veces más gruesa que la que se encuentra bajo las planicies.

### 1. 3. 1. 3.- Teoría de la isostasia.

A la teoría de la isostasia (palabra del griego que significa "igual estabilidad") le concierne íntimamente la penetración del substrato basáltico por las montañas graníticas de asiento profundo. Es razonable que una región montañosa se mantenga alta debido a que es la porción más superior de una enorme masa de rocas ligeras, relativamente (granito) asentada profundamente. De esta manera, las montañas están en equilibrio con las regiones inferiores estables situadas a ambos lados, donde la roca más pesada (basalto) se encuentra mucho más cerca de la superficie. Similarmente, los continentes graníticos se estabilizan arriba de las cuencas oceánicas basálticas.

Sin embargo, a alguna profundidad dada, varios de los cuerpos de roca en la corteza terrestre se mantienen en equilibrio uno con otro. A esta profundidad todos pesan lo mismo, según secciones de áreas iguales -las columnas ligeras serán más largas (en sentido vertical) y las más pesadas serán más cortas-. La profundidad a la cual existe este equilibrio se llama nivel de compensación. La hipótesis de Pratt lo coloca a una profundidad uniforme estimada de 60 a 100 km; la de Airy forma un límite irregular que corresponde a la densidad de la columna de roca dada. La discontinuidad Mohorovičić en el fondo de la corteza probablemente es el nivel real de compensación.

Por la erosión, una roca es removida de los lugares altos para después acumularla en los sitios bajos; también la lava es arrojada de la Tierra apilándose sobre la superficie. La resistencia y la rigidez de la Tierra, al parecer, es suficiente para permitir una actividad continua por algún tiempo, sin cambio en el equilibrio de la corteza, al existí áreas en desequilibrio (anomalías) y amplias superficies de erosión de considerable duración.

Finalmente, sin embargo, las partes sobrecargadas de la corteza aparentemente comienzan a hundirse. La roca pesada en el nivel de compensación es desplazada a un lado por el flujo plástico (que resulta de la gran presión y ayudada por la compresión dentro de la corteza) y se eleva debajo de la columna de roca más ligera, empujándola lentamente hacia arriba. Este proceso de ajuste se llama compensación isostática. Quizá de esta manera los continentes y cordilleras montañosas son renovados de una generación geológica a otra.

#### 1. 3. 1. 4.- Temperatura y presión.

Tanto la temperatura como la presión aumentan con la profundidad aunque probablemente no con un ritmo uniforme. El cambio en la temperatura por unidad de profundidad es el gradiente geotérmico. El promedio es de 1 °C por cada 33 m de descenso, pero las variaciones a partir de esta cifra son muy grandes, ocurriendo un rápido aumento en las rocas recientemente deformadas y un aumento menos rápido en áreas viejas y estables. El gradiente geotérmico en regiones jóvenes inestables es excesivo.

No muy abajo de la superficie, las rocas se encuentran a tal temperatura que, de estar en la superficie, se fundirían, pero la presión del material superyacente lo evita, excepto localmente. Las rocas de la composición general del granito son casi ---

tres veces tan radiactivas como aquellas del conjunto de minerales del basalto; por lo tanto, se cree que la parte superior de la corteza suministra mucho calor debido a la radiactividad.

### 1. 3. 2.- El manto.

Entre la corteza terrestre y el núcleo se encuentra el manto. Consiste de dos, o quizá tres zonas principales que se cree están compuestas de material rocoso (silicatos--sulfuros, óxidos) sujetas a fuertes presiones que eviten su fusión a pesar de las altas temperaturas que ahí prevalecen. El límite entre el núcleo y el manto, a una profundidad de 2 900 km, es conocido como la discontinuidad Wiechert-Gutenberg.

Por la densidad y su facultad para transmitir las ondas sísmicas, la parte exterior del manto se corresponde con la roca pesada que se llama peridotita, la cual tiene una gravedad específica (ver capítulo 2) que aumenta de 3.0 a 4.5. La mayor densidad de la parte interior del manto puede deberse principalmente al aumento de la presión con la profundidad, más está compuesto de un material que tiene una composición similar a la de la variedad del meteorito conocido como pallasita, que es una combinación de mineral silicatado y metal; la gravedad específica de esta parte inferior del manto aumenta de 4.5 a 8.0 en la parte exterior del núcleo.

### 1. 3. 3.- El núcleo.

El núcleo que tiene un diámetro (6 900 km) un poco más grande que la mitad del de la Tierra y un volumen alrededor de un octavo de la misma, es muy diferente al de las zonas exteriores. Ciertas ondas sísmicas (ondas S), las cuales solamente son capaces de viajar a través de cuerpos sólidos, no pasan por el núcleo. Otras ondas (ondas P), las cuales viajan a través de sólidos y líquidos, pero con mayor rapidez a través de sólidos

dos, descienden con lentitud y son fuertemente refractadas cuando entran al núcleo, pero aumentan de velocidad otra vez después de pasar por el centro del mismo. Desde luego, se infiere que el núcleo exterior está fundido y que -puesto que está sujeto a mayores presiones que el material de arriba- debe estar compuesto de una clase de material diferente. Por lo tanto, se impone la conclusión de que el núcleo interior es sólido y está compuesto de un material distinto al del núcleo exterior.

El promedio de densidad del núcleo es probablemente de 12 o más (algunos lo estiman en 9 ó 10 y otros en 15). Además, la Tierra es un magneto gigante. Estos hechos sugieren una similitud entre el núcleo exterior y los meteoritos metálicos (hierro-níquel-cobalto), los cuales son pesados, magnéticos y más fácilmente fundibles que la roca ordinaria. Se cree que existen en la parte exterior del núcleo corrientes de hierro fundido y que son las responsables de las fluctuaciones en el campo magnético de la Tierra.

El núcleo exterior tiene un espesor de 2 267 km y el núcleo interno un radio de 1 317 km. Muy al centro la densidad debe ser superior a 17 y la presión es mayor de los tres millones de veces de la que prevalece en la superficie de la Tierra.

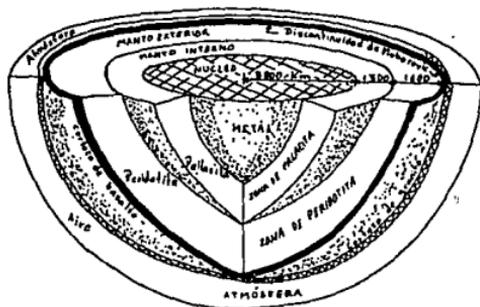


Fig. 1. 1.- Principales divisiones de la Tierra.

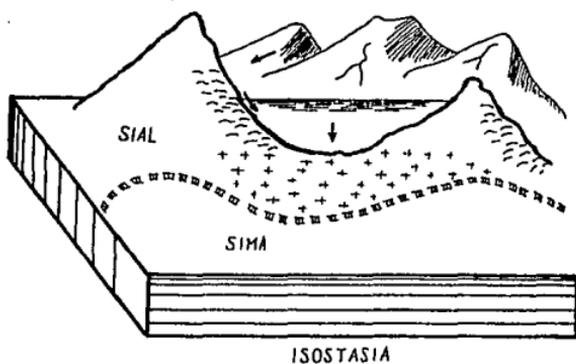


Fig. 1. 2.- Isostasia y procesos exógenos y endógenos.

#### 1. 4.- LOS MINERALES.

En la naturaleza terrestre se han reconocido hasta el presente alrededor de 106 elementos; no obstante, por extrañas circunstancias, el 98 % de la litosfera consta tan sólo de las más posibles y frecuentes combinaciones de ocho elementos que son en orden de importancia: oxígeno, silicio, aluminio, hierro, calcio sodio, potasio y magnesio.

Los átomos de los elementos se combinan para formar moléculas y compuestos; los minerales son compuestos naturales cristalinos y sus asociaciones constituyen la totalidad de las rocas que integran la corteza terrestre, por lo tanto, es esencial conocer - los principales minerales formadores de rocas para el estudio de las mismas.

Un mineral es una sustancia homogénea que tiene una composición química definida, cuyos átomos están dispuestos en un ordenamiento geométrico y se ha originado por procesos inorgánicos - naturales. La estructura interna ordenada de los minerales, por lo regular, se expresa mediante una forma geométrica externa que proporciona objetos simétricos a los que se les aplica el nombre de cristal.

Algunos minerales se componen únicamente de uno de los 92 elementos químicos (se han creado en el laboratorio algunos elementos químicos que no ocurren en la naturaleza) que ocurren en la naturaleza y que puede ser un metal -como cobre y azufre- o un - no metal - como carbono, el cual se encuentra bajo la forma de - grafito y de diamante-. Sin embargo, muchos minerales están comptituidos de dos o más elementos unidos para formar un compuesto.

Tabla 1. 1.- Los 22 elementos más abundantes en la corteza terrestre, por orden de abundancia.

Elemento	Tanto por ciento
Oxígeno, O <sub>2</sub>	46.60
Silicio, Si	27.72
Aluminio, Al	8.13
Hierro, Fe	5.0
Calcio, Ca	3.63
Sodio, Na	2.83
Potasio, K	2.59
Magnesio, Mg	<u>2.09</u>
Subtotal	98.59
Titanio, Ti	0.440
Hidrógeno, H	0.140
Fósforo, P	0.118
Manganeso, Mn	0.100
Flúor, F	0.070
Azufre, S	0.052
Estroncio, Sr	0.045
Bario, Ba	0.040
Carbono, C	0.032
Cloro, Cl	0.020
Cromo, Cr	0.020
Circonio, Zr	0.016
Rubidio, Rb	0.012
Vanadio, V	0.011
Otros	<u>0.294</u>
Total	100.000

#### 1. 4. 1.- Cristales.

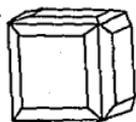
La forma geométrica de muchos sólidos sugiere una disposición de los átomos en sistemas de filas y planos igualmente espaciados. Cada partícula está en lugar definido y las distancias a sus vecinas, en todas direcciones, quedan determinadas por las fuerzas atractivas en las diferentes direcciones. Esta regularidad interior se manifiesta en las caras lisas y en los ángulos afilados de los cristales. Según la forma geométrica de sus cristales los minerales cristalinos se clasifican en seis sistemas: isométrico, tetragonal, hexagonal, ortorrómbico, monoclínico y triclínico (figs. 1. 3 y 1. 4). El tamaño de los cristales varía ampliamente y el microscopio y los rayos X prueban de manera convincente que muchos sólidos que no muestran superficies cristalinas tienen, sin embargo, una constitución interna regular en su estructura. Los sólidos de esta clase, tengan o no una apariencia de cristales, se llaman sólidos cristalinos; la sal común y la mayor parte de los metales son ejemplos familiares. Cada tipo de cristal tiene una estructura atómica interna definida. Los sólidos cuyas partículas no tienen disposición regular y que nunca presentan formas cristalinas se llaman sólidos amorfos; el caucho y el cristal son ejemplos típicos.

#### 1. 4. 2.- Composición.

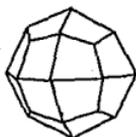
La composición de los minerales abarca desde elementos simples hasta compuestos complejos que tienen 10 ó más elementos. Algunos elementos relativamente inactivos se presentan en estado libre, mientras que los activos forman compuestos.

Los silicatos, compuestos de sílice, son con mucho, los minerales más abundantes; el feldespato y la mica son ejemplos típicos.

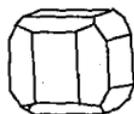
Los carbonatos se presentan generalmente como calcita mineral



Cobre

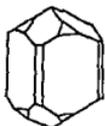


Granate

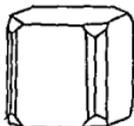


Pirita

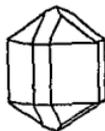
Fig. 1.3 (a).- CRISTALES ISOMETRICOS.



Rutilo



Apofilita



Casiterita

Fig. 1.3 (b).- CRISTALES TETRAGONALES.



Corindón



Pirrotita

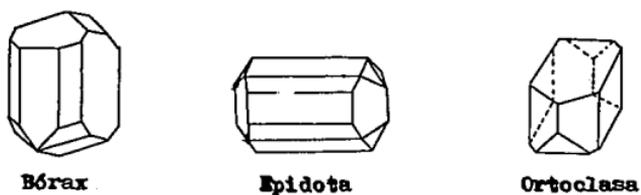


Calcita

Fig. 1.3 (c).- CRISTALES HEXAGONALES.



**Fig. 1.3 (d).- CRISTALES ORTORROMBICOS.**



**Fig. 1.4 (a).- CRISTALES MONOCLINICOS.**



**Fig. 1.4 (b).- CRISTALES TRICLINICOS.**

(carbonato de calcio) y son también muy importantes. Ciertos elementos pueden unirse al oxígeno para formar óxidos; estos incluyen minerales comunes tales como cuarzo (bióxido de silicio); hematitas (óxido de hierro); y bauxita (óxido hidratado de aluminio). Muchos otros metales se presentan como sulfuros, tal es el principal mineral del plomo, la galena (sulfuro de plomo) y el mineral de cinc, blenda (sulfuro de cinc). Otras combinaciones químicas forman cloruros, fosfatos, sulfatos, hidróxidos, nitratos y boratos.

#### 1. 4. 3.- Número.

Existen unos dos mil tipos de minerales; no obstante en el común de los casos y de las obras civiles, solo importan aquellos que los geólogos llaman formadores de roca.

#### 1. 4. 4.- Identificación.

La mayor parte de los minerales pueden identificarse rápidamente al verlos, si se conocen sus propiedades físicas ordinarias.

Para distinguir los minerales raros tenemos que recurrir a diferentes ensayos de laboratorio. Muchos silicatos pueden identificarse en el campo, pero la determinación exacta se hace generalmente con un microscopio polarizado.

En determinaciones todavía más difíciles podemos hacer uso de: rayos X para determinar la estructura cristalina; análisis espectrográfico para identificar los elementos químicos componentes; o análisis térmico diferencial para medir las temperaturas a las que se efectúan cambios diagnósticos durante el cado.

#### 1. 4. 5.- Propiedades físicas de los minerales.

a).- Estructura. El término estructura o modo de agregación se refiere a la estructura total, a la forma como intercrecen los grupos de cristales o granos minerales. Los términos descriptivos aplicados a la forma externa son términos explicatorios - por sí mismos: granular, compacto y terroso.

b).- Polimorfismo. Típico de algunos compuestos como el carbonato cálcico que puede cristalizar en diferentes minerales tales como la calcita y la aragonita y recristalizar en rocas metamórficas como el mármol.

c).- Color. Algunos minerales tienen un color constante o una gradación de colores, lo cual es una excelente ayuda para reconocerlos. En otros minerales el color varía de un espécimen a otro debido a la presencia de impurezas, a un cambio en la composición química o a las alteraciones estructurales debido a la radiactividad, por lo que se dificulta su reconocimiento.

d).- Raya. Cuando se frota un mineral sobre un pedazo de mosaico sin vidriar, puede dejar una raya similar a la marca de un lápiz o de un crayón. Esta línea está compuesta de minerales pulverizados. El color de este material pulverizado se conoce como la raya del mineral, y al mosaico sin vidriar utilizado para la prueba se le llama la lámira de raya. La raya de algunos minerales resultará ser de color diferente al color del mismo espécimen.

e).- Brillo o lustre. La apariencia de la superficie de un mineral cuando se observa bajo la luz reflejada se llama su brillo. Algunos minerales brillan como metales. Se dice que éstos tienen un brillo metálico. Otros brillos se clasifican como no metálicos. Los más importantes brillos no metálicos y algunos ejemplares corrientes se clasifican como sigue:

Adamantino.- Brillo brillante lustroso: típico del diamante.

Vidrioso.- Cristalino, se ve como vidrio: cuarzo o topacio.

Resinoso.- Brillo de la resina.

Grasoso.- Como una superficie aceitosa.

Anacarado.- Como la madre-perla: talco.

Sedado.- El brillo de la seda o el rayón: asbesto o yeso.

Apagado.- Lo que implica el nombre: tiza o arcilla.

El brillo submetálico es un intermedio entre los brillos metálicos y los no metálicos.

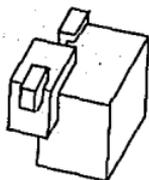
Los términos como reluciente (brillante en la luz reflejada), brillante (brillante rutilante), esplendente (brillo lustroso), y apagado (que no tiene brillo o lustre) se usan comúnmente para indicar el grado de brillo presente en un mineral.

f).- Crucero o clivaje. Cuando los minerales tienden a dividirse en direcciones definidas a lo largo de planos de debilidad de la red cristalina, dando lugar a que se produzcan superficies planas, se dice que tiene crucero. Cada crucero es paralelo a dos posibles caras cristalinas y los minerales pueden tener una, dos, tres, cuatro, o seis direcciones de crucero. Este rasgo es de gran importancia en la identificación, aún cuando se manifieste como una pequeña grieta abajo de la superficie.

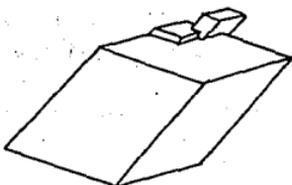
g).- Fractura. Cuando un mineral no tiene crucero se rompe irregularmente en una fractura. Muchos minerales se rompen o se fracturan de una manera distinta al crucero y por esta razón sus superficies rotas (fig. 1. 6) pueden tener utilidad en la identificación del material o mineral de que se trate.

Existen muchos tipos de fractura, algunos de los tipos más comunes son:

Concoidea.- La cara rota del espécimen enseña superficies suaves



Cúbico



Rómbico

Basal perfecto

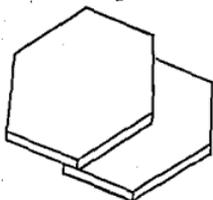
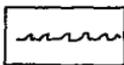


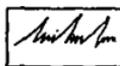
Fig. 1.5.- TRES TIPOS DE CLIVAJE.



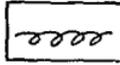
Concoidal



Desigual



Astillosa



Mellada

Fig. 1.6.- TIPOS DE FRACTURAS.

y pulidas, cóncavas y convexas.

Desigual.- Si las superficies son ásperas e irregulares, con salientes apreciables.

Astillosa.- La que deja salientes puntiagudas y afiladas aristas

Mellada .- Si las superficies son semejantes a las que quedan - en un metal roto por aplastamiento.

h).- Dureza.- Puede depender de la composición química y del acomodo sistemático de sus átomos. Se mide convencionalmente con la llamada Escala de Mohs, según el número que le corresponda - por su capacidad de rayar o de ser rayado. Se puede observar que el mineral más blando es el talco, el cual es rayado por todos y el más duro es el diamante, que raya a todos y no se deja rayar por ninguno.

- Escala de Mohs -

<u>Mineral tipo</u>	<u>Dureza</u>	<u>Forma de identificación</u>
Talco	1	Marca los tejidos
Yeso	2	Se puede rayar con la uña
Calcita	3	Se puede rayar con moneda de cobre
Fluorita	4	Puede rayarse con navaja
Apatita	5	No se puede rayar con navaja
Feldespató	6	Raya el vidrio
Cuarzo	7	No lo raya la lima de acero
Topacio	8	Raya el cuarzo
Corindón	9	Raya el topacio
Diamante	10	Raya a todos los minerales y no se deja rayar por ninguno.

i).- Tenacidad. La tenacidad de un mineral puede definirse como la resistencia que ofrece al desgarramiento, quebramiento, - curvamiento o rompimiento. Algunos términos utilizados para describir los diferentes tipos de tenacidad son:

- Quebradizo.- El mineral puede ser fácilmente roto o pulverizado. El grado de quebramiento puede calificarse con términos tales como correoso, frágil, etc.
- Elástico .- El mineral después de que se le haya doblado, volverá a su forma o posición original.
- Flexible .- El mineral doblará, pero no volverá a su forma original cuando se deje de presionar.
- Séctil .- El mineral puede cortarse con un cuchillo produciendo virutas.
- Maleable .- Se puede martillar en hojas de poco espesor.
- Dúctil .- Se puede estirar el mineral en alambre.

j).- Gravedad específica. El peso relativo de un mineral comparado con el peso del agua considerado como unidad se llama gravedad específica. De esta manera, un mineral que pesa exactamente tres veces tanto como el mismo volumen de agua tiene una gravedad específica de 3.0. La gravedad específica de los minerales no metálicos más familiares de la corteza terrestre varía entre 2.5 y 3.0. Muchos de los minerales metálicos más comunes tienen una gravedad específica mayor de 5.0. Para determinar la gravedad específica, los mineralogistas emplean la balanza de Jolly, la balanza de brazos, el piconómetro o los líquidos pesados, pero después de una poca de práctica se puede estimar el valor aproximado sopesando los especímenes en las manos.

k).- Otras propiedades físicas.

Juego de colores.- Algunos minerales enseñan variaciones de colores cuando se les observa desde ángulos diferentes.

Asterismo.- Esta característica existe si el mineral exhibe un efecto de estrella cuando se le ve bajo la luz reflejada.

Diafanidad o transparencia.- Esta propiedad se refiere a la habilidad de un mineral para transmitir la luz. Los di-

versos grados de diafanidad:

- Opaco.- No deja pasar la luz a través del mineral.
- Translúcido.- La luz filtra a través del mineral, pero no se puede ver un objeto a través de él.
- Transparente.- La luz pasa a través del mineral y el contorno general de los objetos puede ser claramente visto a través de él.

Magnetismo.- Se dice de un mineral que es magnético si, en su estado natural, está atraído a un imán de hierro.

Luminiscencia.- Cuando un mineral brilla o emita luz que no es directamente el resultado de la incandescencia, se dice que es luminiscente. Este fenómeno se produce normalmente por exposición a los rayos ultravioleta. Si el mineral es luminoso sólo durante el período de exposición a los rayos ultravioleta u otro estímulo, el material es llamado fluorescente. Un mineral que demuestra fosforescencia continuará brillando después de que se haya quitado la causa de excitación.

#### 1.4.6.- Minerales formadores de rocas.

Todos los minerales de la corteza de la Tierra se encuentran en y entre las rocas, pues son una parte integral de las mismas. Sin embargo, de casi los 2 000 minerales diferentes que son conocidos, sólo unos pocos, considerados como formadores o productores de rocas, son constituyentes de las rocas comunes. La mayoría de los minerales formadores de rocas son silicatos, esto es, consisten de un metal combinado con sílice y oxígeno. Algunos de los más importantes minerales formadores de rocas se describen en lo que sigue, ya que son del grupo de los minerales más comunes y abundantes, así como de los más importantes en lo tocante con la ingeniería civil. En este tipo de minerales la raya es blanca y son muy quebradizos, a menos que se es

tablescas de otra manera, cuando la fractura no se menciona, se supone que el crucero es la principal forma de separación.

a).- Grupo de los Feldespatos.

Los feldespatos, silicatos aluminicos, son un grupo de minerales que constituyen casi la mitad de la corteza terrestre; se dividen en dos clases principales.

(1) Feldespato de potasio o potásico-sódico que, por lo general, se llama ortoclasa, aunque con frecuencia se le nombra microlina. Fórmula:  $KAlSi_3O_8$ . Rosado o gris; lustre perlino o vítreo;  $D=6$ ; dos cruceros perpendiculares, gravedad específica 2.56.

(2) Feldespato calco-sódico, conocido como plagioclasa se reconoce por sus finas estriaciones (líneas paralelas) sobre una superficie de crucero debida al maclado. Fórmula:  $NaAlSi_3O_8$  (albita),  $CaAl_2Si_2O_8$  (anortita), y otras. Los diferentes miembros de la serie plagioclasa son mezclas isomórfas. Blanco o gris oscuro; lustre perlino a vítreo;  $D=6.0$  a  $6.5$ ; dos cruceros casi perpendiculares; gravedad específica de 2.59 a 2.76.

b).- Cuarzo.

Los granos grises o incoloros del cuarzo son muy frecuentes en muchas clases de rocas. En las cavidades se forman cristales piramidales de seis lados. Fórmula:  $SiO_2$  (anhídrico silícico). Incoloro, blanco y varios matices; lustre vítreo a grasoso;  $D=7$ , fractura concoidea, gravedad específica de 2.56.

Un tipo diferente de cuarzo sin forma cristalina y con una dureza ligeramente menor ( $6.0 - 6.5$ ) y gravedad específica (2.60) es conocido como calcedonia, el que incluye variedades que son muy importantes en ciertas rocas y que reciben los nombres de pedernal (flint y chert) y jaspero.

c).- Grupo de las piroxenas.

El miembro más frecuente de este grupo, en las rocas, es la augita, en cristales en forma de toconas y masas irregulares; otros miembros incluyen a la enstatita, hiperstena, y diópsido. Composición: silicatos complejos que tienen calcio, magnesio, - hierro, sodio; verde oscuro a negro; lustre opaco a vítreo; D=5-6; dos cruceros según ángulos oblicuos, gravedad específica de - 3.1 a 3.6

d).- Grupo de la anfíbola.

Se asemeja al de la piroxena, aunque generalmente los - cristales son más largos y con lustre más brillante y con un crucero diferente. El miembro más familiar de este grupo es la hornablenda. Composición: silicatos hidratados complejos de calcio, magnesio, hierro y aluminio. Verde al negro; lustre vítreo; D=5-6; dos cruceros según ángulos oblicuos, gravedad específica de - 2.9 a 3.8.

e).- Grupo de la mica.

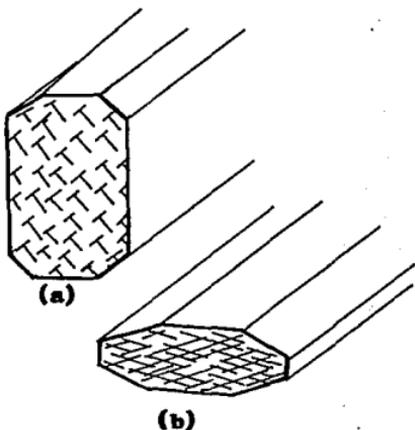
Los miembros más comunes del grupo son la moscovita y la biotita, con un crucero extraordinariamente notable que permite separar láminas elásticas. Son comunes como formadores de rocas los siguientes minerales:

(1) Moscovita o mica blanca. Composición: silicato aluminico y - potasio hidratado. Incoloro a verde; lustre perlino; D=2.0 a 2.5 gravedad específica de 2.7 a 3.0

(2) Biotita o mica negra. Composición: silicato aluminico magnésico de hierro y potasio hidratado. Café oscuro a negro; lustre-perlino; D=2.5-3.0; Gravedad específica de 2.8 a 3.2.



**Fig. 1.7.- CRISTALES BIEN DESARROLLADOS DE CUARZO HEXAGONAL CON EXTREMIDADES PIRAMIDALES.**



**Fig. 1.8.- DIBUJOS QUE INDICAN FORMAS CRISTALINAS Y PLANOS DE CRUCERO EN (a) PIROXENOS Y EN (b) HORNBLENDA.**

f).- Olivino.

Granos sacaroides de olivino, aislados o en forma masiva son un constituyente importante de muchas rocas. Fórmula (Mg, Fe)  $\text{SiO}_4$  (silicatos de hierro y magnesio). Verde olivo a verde amarillento, lustre vítreo; D=6.5-7.0, fractura desigual; gravedad específica de 3.2 a 3.5.

g).- Caolinita.

La arcilla ordinaria está compuesta con cierto número de minerales afines formadores de rocas que son mejor conocidos con el nombre de caolinita. Grasosa al tacto y plástica cuando está húmeda. Composición; silicato de aluminio hidratado complejo. Blanca; lustre perlino a opaco; D=1.0-2.5; fractura terrosa, gravedad específica de 2.6.

h).- Calcita.

Mineral muy extendido que ocurre en masas granulares o con crucero; crece en cavidades como cristales piramidales llamados "espato diente de perro". Siendo un carbonato, siseará o efervescerá en ácido diluido. Fórmula:  $\text{CaCO}_3$  (carbonato cálcico). Incolora, blanca y de varios matices; lustre opaco a perlino; D=3.0; crucero oblicuo separándose en rombos (es decir, según tres direcciones); gravedad específica de 2.7.

i).- Dolomita.

Similar a la calcita, pero efervesce con menos facilidad a menos que esté pulverizada; se encuentra en masas granulares y comúnmente muestra caras cristalinas curvadas. Fórmula:  $\text{CaMg}(\text{CO}_3)_2$  (carbonato de calcio de magnesio). Blanca, gris, rosada, lustre vítreo a perlino; D=3.5-4.0; crucero romboédrico (es decir en tres direcciones), gravedad específica de 2.8.

j).- Yeso.

Presenta varios hábitos, incluyendo el espató lustroso fibroso, alabastro compacto y selenita cristalina; el yeso es un producto abundante de la evaporación. Fórmula:  $\text{CaSO}_4 \cdot 2\text{H}_2\text{O}$  (sulfato de calcio). Blanco; lustre vítreo a perlino;  $D=2.0$ ; crucero - perfecto; gravedad específica de 2.3.

k).- Anhidrita.

Estrechamente relacionada con el yeso, es un mineral abundante en muchos lugares, presentándose en masas con grados variables en el tamaño del grano. Fórmula:  $\text{CaSO}_4$ . Blanco; lustre vítreo a perlino;  $D=3.0-3.5$ ; crucero en trozos según tres direcciones perpendiculares entre sí, por lo cual se distingue de la calcita y la dolomita, gravedad específica de 2.9 a 3.0.

l).- Halita.

Comúnmente llamada sal de roca, la halita está compuesta de clórico sódico ( $\text{NaCl}$ ). Ocurre en la forma de cristales cúbicos, tanto como en formas granulares macizas. Incoloro a blanco a veces rojizo, o de azul violeta, dependiendo de las impurezas, gravedad específica de 2.1 a 2.3; brillo vidrioso; raya blanca. Se caracteriza por su clivaje cúbico perfecto, su fractura concoidea; y es soluble en agua.

m).- Clorita.

El grupo clorita comprende minerales que son silicatos complejos de aluminio, magnesio y hierro, en combinación con agua. Estos minerales se parecen a las micas y ocurren con frecuencia en masas exfoliadas y escamadas, aunque pueden aparecer cristales tabulares de 6 caras. Verdes, tienen un único clivaje perfecto;  $D=1-2.5$ ; gravedad específica de 2.6 a 3.0, raya verdo-

sa; lustre grasoso a vítreo.

n).- Serpentina.

Las serpentinas, un grupo complejo de silicatos hydrous de magnesio ( $H_4Mg_3Si_2O_9$ ), frecuentemente aparecen en masas compactas que se sienten suaves o grasosas. La serpentina común, o grasosa, es normalmente oscura (verde negrizo), tiene un brillo grasoso o resinoso;  $D=2.5-4.0$ ; gravedad específica de 2.5 a 2.8; raya blanca; fractura de concoidea o astillosa.

ñ).- Aragonita.

La aragonita, como la calcita, está compuesta de carbonato cálcico, pero es diferente de ella por su menor estabilidad y porque cristaliza dentro del sistema ortorómbico. Además la aragonita tiene una gravedad específica mayor (2,9) y un tanto más de dureza (3.5) que la calcita. Aparece como un mineral secundario en las cavidades de piedra caliza, como depósito alrededor de los manantiales calientes y de los géiseres, y en los depósitos de las cavernas y conchas de ciertos animales (almejas o corales).

1. 5.- LAS ROCAS.

Una roca es toda masa natural que forma una parte apreciable de la corteza terrestre. La mayor parte de las rocas son mezclas físicas de minerales. Los elementos químicos de los minerales están combinados químicamente en proporciones determinadas pero los minerales de las rocas están nada más unidos físicamente, en variadas proporciones. La misma mezcla puede presentarse una y otra vez en sitios diferentes; por otra parte, algunas mezclas son típicas sólo de una o dos localidades. Algunas rocas están formadas sólo por un mineral. Son pocas las rocas que están formadas por materias orgánicas o por vidrios volcánicos -

en vez de por minerales, y algunas otras, contienen las tres clases.

#### 1. 5. 1.- Tipos de cuerpos de rocas.

De acuerdo con la naturaleza básica de su contenido mineralógico, las rocas caen dentro de las cuatro categorías siguientes:

- (1) Rocas monomineralógicas, que consisten esencialmente de un solo mineral, que ocurren a una escala lo suficientemente grande para ser considerados como una parte integral de la estructura de la Tierra. Otros minerales pueden incorporarse como impurezas aunque muchas de tales rocas son notablemente simples en su uniformidad. Pertenecen a esta categoría algunas calizas y mármoles.
- (2) Vidrios naturales, por lo común casi homogéneos, pero no tienen una composición que pueda expresarse mediante una fórmula química, debido a que en la misma masa varía de lugar a lugar.
- (3) Materia orgánica, un producto vegetal o animal.
- (4) Un agregado de dos o más minerales con o sin una mesostasis de vidrio natural. Muchas de estas rocas contienen doce diferentes minerales, la mayoría de los cuales únicamente pueden observarse bajo una gran ampliación. La gran mayoría de las rocas pertenecen a esta categoría.

#### 1. 5. 2.- Clases de rocas.

Por su origen las rocas se clasifican en tres grupos generales:

I).- Igneas, que son las formadas por solidificación de materias fundidas que se produjeron dentro de la Tierra. Generalmen-

te, están constituidas por minerales y tienen una estructura - cristalina, aunque algunas son vítreas. Los principales componentes minerales de las rocas ígneas son: Feldespatos, cuarzo, piroxenos, anfíboles, olivino y micas.

II).- Sedimentarias, que son las rocas que se derivan, en su mayor parte, de la meteorización de los productos de destrucción de rocas más antiguas (rocas ígneas, principalmente). Un grupo, llamado de sedimentos mecánicos o clásticos, se depositan como - fragmentos de rocas y minerales anteriores, como la grava, arena y arcilla; después de la consolidación se transforman en conglomerados, areniscas y margas. Otro grupo se precipita de soluciones y así resulta compuesto de minerales primarios. Algunas rocas resultan de evaporizaciones de lagos salados. Algunas otras son de origen orgánico.

III).- Metamórficas, producto de la transformación de rocas - previas, ígneas o sedimentarias, alteradas en su composición mineral o en su estructura, o bien en ambas cosas, por recristalización bajo la influencia de alta presión, alta temperatura y - fluidos calientes dentro de la Tierra.

### 1. 5. 3.- Rocas ígneas.

Las rocas ígneas son aquellas que se han solidi- ficado a partir de un estado original en fusión. La palabra íg- nea se deriva del latín ignis, o "fuego". Ya hemos visto que las temperaturas de muy dentro de la Tierra son excesivamente elevadas y que muchas rocas y minerales existen en una condición fundida llamada magma. Estas magmas son cuerpos importantes de roca en fusión enterradas en lo profundo de la Tierra. A veces, las - materias magmáticas se vacían en la superficie terrestre como, - por ejemplo, cuando la lava fluye de un volcán. Estas materias - volcánicas que se derramaron sobre la superficie se llaman rocas eruptivas, extrusivas o volcánicas. Bajo ciertas condiciones, -

las magmas no llegan hasta la superficie, sino que se abren camino o se introducen dentro de otras rocas en las cuales se solidifican. Estas rocas entremetidas se endurecen y forman las rocas intrusivas o plutónicas.

Las rocas ígneas pueden ser identificadas por su estructura y textura, sus componentes minerales, y la ausencia completa de fósiles en ellas.

### 1. 5. 3. 1.- Textura.

La textura es una característica física de la roca ígnea que está influenciada por la velocidad de enfriamiento o de cristalización del magma. Se relaciona con la forma, el tamaño, y la disposición de los minerales de silicato en dichas rocas. De una roca con granos minerales suficientemente grandes, que pueden ser vistos e identificados a simple vista, se dice que tienen una textura granular, o granítica. Si los granos individuales de mineral en una roca son demasiado pequeños para ser vistos a simple vista, la textura es afanítica. Las rocas tienen una textura vidriosa (la obsidiana) cuando parecen estar formadas de vidrio. Algunas rocas ígneas se ven como si tuvieran una textura mezclada, esta clase se llama porfirítica, y se caracteriza por cristales relativamente grandes, conocidos como fenocristos, y rodeados de una masa de cristales más finos (fig. 1. 9), se cree que los pórfidos, como se conoce a estas rocas, representan dos fases distintas de enfriamiento y de solidificación.

Las rocas intrusivas que se enfrían a una velocidad mínima pueden formar cristales que varían entre sí desde muchos centímetros hasta muchos metros de longitud. Estas rocas de granulación gruesa se llaman pegmatitas y son especialmente características de ciertos tipos de granitos. La textura granítica también se llama fenerítica.

Las rocas ígneas tienen una textura piroclástica cuando están formadas de fragmentos de material volcánico de tamaño y composición diferentes. Los fragmentos aislados van desde el polvo fino o ceniza, a través de arena volcánica, lapilli, escoria y bombas hasta bloques grandes. Las rocas compuestas de polvo y ceniza - volcánica se llaman tobas, mientras que el término brecha se emplea si la mayor parte de los fragmentos tienen un diámetro mayor de cuatro milímetros. Cuando ambas han sido parcialmente fundidas de nuevo y unidas por la desaparición de las partículas de pómez, se conocen como tobas compuestas. Las brechas explosivas extremadamente gruesas se llaman comúnmente aglomerados. Las rocas ígneas piroclásticas son aquéllas que son rotas por el fuego.

#### 1. 5. 3. 2.- Estructura.

La estructura de las rocas ígneas comprende sus caracteres generales, tales como forma, presentación, estructura columnar o fluidal y disposición de sus componentes. Las rocas de lava en general tienen otros componentes, - pues cuando la lava corre, arrastra diferentes clases de materiales que forman compuestos. Además, los materiales son uniformes muy pocas veces, pues incluyen puntos coloreados y cavidades de gas.

#### 1. 5. 3. 3.- Rocas intrusivas o plutónicas.

Estas son rocas que se solidificaron bajo la faz terrestre a partir de minerales fundidos. Las rocas intrusivas enterradas muy profundamente tienden a enfriarse a paso lento y desarrollar una textura gruesa compuesta de cristales minerales relativamente grandes. Por otra parte, los que se enfriaron rápidamente (por su cercanía a la superficie) demuestran una textura más fina. Como resultado de las condiciones en las cuales las partículas minerales se forman, este tipo de rocas resultan ser generalmente de contorno anguloso e irregular.

Algunas rocas intrusivas típicas son: el granito, el gabro, - la peridotita y la sienita.

a).- Granito. El granito es el más común y conocido de las rocas intrusivas con textura gruesa. Se enfría y solidifica generalmente a grandes profundidades dentro de la Tierra, y se caracteriza por sus cristales de igual tamaño. El granito siempre contiene cuarzo y feldespato, normalmente mezclados con mica y hornablenda. Los granitos son típicamente de color claro, y pueden ser blancos, grises, rosados o café amarillentos. Los granos individuales se distinguen en general fácilmente, pero se encuentran también amarrados los unos a los otros que forman una roca dura y duradera.

b).- Gabro. El gabro es una pesada roca de color oscuro conteniendo de granos toscos de feldespato plagioclasa y augita. No tiene cuarzo, y los cristales minerales son normalmente gris oscuro, café oscuro o negro.

c).- Peridotita. Una roca en la cual predominan los minerales oscuros se llama una peridotita o piroxenita. La kimberlita es una peridotita compuesta de una mezcla de piroxena y olivina.

d).- Sienita. La sienita se parece al granito, pero es menos frecuente en su ocurrencia y contiene poco o nada de cuarzo. Si hay cuarzo, entonces se le llama cuarzo-sienita. Consistiendo principalmente de feldespatos potásicos con un poco de mica o de hornablenda; las sienitas tienen típicamente una textura uniforme y sus cristales minerales son generalmente pequeños.

#### 1. 5. 3. 4.- Rocas extrusivas o volcánicas.

Las rocas ígneas extrusivas se forman cuando la roca en fusión se solidifica después de haberse abierto paso a la superficie de la Tierra. Tales rocas pueden

fluir de los cráteres de los volcanes o de grandes grietas o fisuras en la corteza terrestre. Además de la lava líquida, las erupciones volcánicas pueden aventar hacia afuera partículas sólidas tales como las cenizas o las bombas volcánicas (objetos esféricos que se estructuran a partir de grandes masas de lava que se endurecen mientras están dando vueltas en el aire).

En el momento en que el magma alcanza la superficie, pierde sus gases y sufre un enfriamiento relativamente rápido. Esto previene el crecimiento lento de los cristales, y resulta en una textura microcristalina en la cual no se pueden ver los cristales a simple vista. Algunos se enfrían tan rápidamente que no toma lugar la cristalización y, en este caso, se forma el vidrio volcánico.

Algunas de las rocas extrusivas más comunes son el petrosflice, el basalto, la piedra pómez y la obsidiana.

a).- Petrosflice. Petrosflice es un término general que incluye a las rocas ígneas de textura finísima. Los petrosflices pueden variar de color, desde el blanco al gris claro o mediano, o a su variación del rosado, o rojo, verde, púrpura, amarillo. El petrosflice normalmente contiene cuarzo, feldespato ortoclasa y mica biotita.

b).- Basalto. El basalto es una de las rocas extrusivas más abundantes del mundo. Los basaltos son típicamente gris oscuro, verde oscuro, café o negro de color, y son generalmente muy pesados. Su textura es de grano fino y consiste principalmente de piroxeno, feldespato plagioclasa y en algunos casos de olivino. Algunos basaltos se caracterizan por una gran cantidad de poros que indican el lugar de burbujas gaseosas antiguas. Esta roca formada es llamada escoria y es común en muchas corrientes endurecidas de lava. Con el tiempo estos poros pueden llenarse con minerales tales como el cuarzo. Las rocas basálticas presentan -

muy a menudo una juntura columnar. Esto sucede cuando las rocas se enfrían, se contraen y se quiebran en columnas verticales.

c).- Piedra pómez.

La lava que se ha solidificado mientras que el vapor y otros gases se estaban escapando de ella, se llama piedra pómez; está formada de una espuma volcánica enfriada rápidamente y se caracteriza por la presencia de numerosos hoyos finos que le dan apariencia de una esponja. La piedra pómez tiene un típico color claro y, aunque diferenciándose mucho de ellos en apariencia, incluye la misma composición química que la obsidiana y el granito.

d).- Obsidiana.

Conocida también como vidrio volcánico, la obsidiana es una roca extrusiva vídriosa que se enfrió tan rápidamente que no permitió la formación de cristales minerales separados. Es una roca ígnea lustrosa y vídriosa, de color negro o café rojizo. Presenta una fractura concoidea que deja un filo cortante.

### 1. 5. 3. 5.- Contenido mineralógico.

Las clases y cantidades de varios de los minerales contenidos en una roca ígnea dependen principalmente de la composición química del magma o de la lava. Las rocas ácidas (también llamadas silíceas o persilíceas) tienen un alto contenido de sílice; predominan en ella el cuarzo y el feldespato y son típicamente de color claro y de baja gravedad específica. Son ejemplos el granito y la riolita. Las rocas básicas (rocas subsilíceas) tienen un bajo contenido de sílice, pero más hierro y magnesio, los cuales forman los minerales ferromagnesianos como piroxenas, anfíbolos, biotitas y olivino. Estos minerales forman las rocas básicas más oscuras y más pesadas, aún cuando algunos feldespatos están frecuentemente presentes.

Son ejemplos el gabro, la dolerita y el basalto. Rocas extremadamente básicas en las que casi está ausente el feldespato, se conocen con el nombre de ultrabásicas. Por ejemplo, la dunita, - la peridotita y piroxenita.

#### 1. 5. 4.- Rocas sedimentarias.

Estas rocas expuestas en la superficie terrestre son especialmente vulnerables frente a la acción de los agentes de erosión. Pueden ser atacadas químicamente, deterioradas o desgastadas por medios mecánicos tales como el acarreo a lo largo del lecho de un río. El viento, el agua y el hielo recogen y transportan comúnmente estos fragmentos rocosos; y cuando han sido abandonados por el agente cargador, el resultado se conoce en general bajo el nombre de sedimentos. Los sedimentos descansan típicamente en capas o camas llamadas estratos. Ya que se hayan consolidado y cementado (proceso de litificación), resultan entonces ser rocas sedimentarias. Estas rocas, representadas por los tipos corrientes de la piedra arenisca, pizarra y piedra caliza, constituyen cerca del 75 % de las rocas no abrigadas sobre la faz de la Tierra.

##### 1. 5. 4. 1.- Clasificación.

Atendiendo a los procesos previos de sedimentación, las rocas sedimentarias se clasifican en: rocas sedimentarias de origen mecánico, rocas sedimentarias de origen químico y rocas sedimentarias de origen orgánico.

##### a).- Rocas sedimentarias de origen mecánico.

Las propiedades de estas rocas dependen del tipo de transporte de los sedimentos.

<u>Transporte del suelo</u>	<u>Sedimento suelto</u>	<u>Sedimento consolidado</u>
	grava	conglomerado, brecha
	arena	areniscas
agua	limos	limolitas
	arcillas	argilitas, lutitas
	medanos	
aire	loes	
	morrenas	
hielo	eskeres	
	kame	

b).- Rocas sedimentarias de origen químico.

- (a) Calcárea, mediante cambios químicos da origen a la caliza, dolomita, travertina y marga.
- (b) Arcillosa.
- (c) Sílice, da origen al pedernal.
- (d) Salinas, da origen a las evaporitas.

c).- Rocas sedimentarias de origen orgánico.

Se forman por la acumulación de restos orgánicos, esto sucede principalmente en el mar, así tenemos:

- (a) De naturaleza calcárea, la caliza (formada en el mar). Cuando ocurre un cambio de fase tenemos a otros tipos de rocas - como el coral, la coquina y la creta.
- (b) De naturaleza silícica, la diatomita.
- (c) De naturaleza carbonosa, la turba, la hulla, la lignita y la antracita.

#### 1. 5. 4. 2.- Características físicas.

Las rocas sedimentarias poseen - unas características físicas definidas y exhiben unos rasgos que las distinguen claramente de las rocas ígneas o de las rocas metamórficas; algunas características más importantes se citan a continuación.

##### a).- Estratificación.

El rasgo que probablemente es el más típico de las rocas sedimentarias es su tendencia a enseñar estratos o camas (fig. - 1. 10). Cada estrato o cama está separado por un plano formador de cama que especifica el techo de un estrato y el piso del que está inmediatamente arriba. Estos estratos se forman cuando los agentes geológicos depositan gradualmente su carga de sedimentos. Cambios en el agente cargador (como una reducción en la velocidad del río o viento) afectarán a la textura de los sedimentos y el espesor de las camas.

##### b).- Textura.

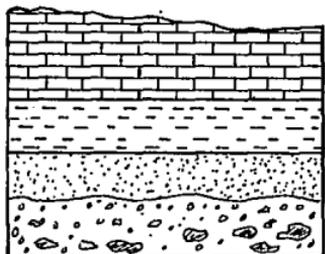
El tamaño, la forma y la disposición de los materiales - que componen una roca sedimentaria determinará su textura. Los conglomerados enseñan una textura gruesa, mientras que las piedras calizas exhiben una textura fina. Las arenas se clasifican según el grosor de sus granos. En general, a las texturas se les clasifica como clásticas cuando contienen roca quebrada o fragmentos minerales, y no clástica cuando son aproximadamente cristalinas o granulares.

##### c).- Surcos ondulados.

Pequeñas olas y ondas de arena se desarrollan comúnmente en la superficie de playas, dunas o lechos de ríos. Ondas de



**Fig. 1.9.- TEXTURA PORFIRITICA.**



**Fig. 1.10.- SECCION DE ESTRATOS EN  
ROCAS SEDIMENTARIAS.**



**Fig. 1.11.- SURCOS ONDULA-  
DOS EN PIEDRA  
CALIZA.**

este tipo han sido también conservadas en ciertas rocas sedimentarias (fig. 1.11) y pueden proporcionar al geólogo información acerca de las condiciones de la depositación cuando se formó originalmente el sedimento.

d).- Grietas de lodo.

No es infrecuente encontrar grietas de lodo que se han formado en el fondo secado de ríos y charcos. Estas formas poligonales (de muchas caras) dan a la superficie una apariencia aplanada. Semejantes grietas preservadas en las rocas sedimentarias sugieren que la roca sufrió períodos alternativos de inundaciones y secamiento.

e).- Concreciones.

Algunas pizarras, piedras calizas y piedras areniscas, contienen cuerpos esféricos o aplanados de rocas que son generalmente más duros que la roca rodeante. Estos objetos, llamados concreciones, se forman generalmente alrededor de un fósil o algún otro núcleo de roca.

f).- Color.

El color de las rocas sedimentarias depende considerablemente de la composición química de éstas. La hematita, uno de los agentes coloreantes más comunes de las rocas sedimentarias - produce un color de rosa o de rojo. La limonita puede ocasionar un color amarillo en las rocas, el manganeso causa varias tintas purpurinas, y las rocas de alto porcentaje orgánico (así como la pizarra carbonácea) tiende a exhibir un color que varía del gris al negro. Además, el intemperismo puede afectar el color de una roca.

g).- Geodas.

Las geodas son rocas redondeadas y concrecionadas, huecas y frecuentemente alineadas de cristales. Las geodas tienden a aparecer en piedra caliza, pero pueden ser encontradas en algunas formaciones de pizarra.

#### h).- Fósiles.

Los fósiles son los restos o la evidencia de antiguas plantas y animales que se han preservado en la corteza terrestre. La mayoría de los fósiles aparecen en rocas sedimentarias; sólo raras veces ocurren en rocas ígneas o metamórficas.

### 1. 5. 4. 3.- Clases de rocas sedimentarias.

#### a).- Conglomerado.

La grava cementada se llama conglomerado. Cualquier tipo de material rocoso puede constituir los fragmentos, pero el cuarzo y la calcedonia son especialmente abundantes. El tamaño de los fragmentos varía ampliamente y por lo general los granos de arena llenan los intersticios. Los depósitos glaciáricos forman conglomerados gruesos, burdos, llamados tillitas. Cuando la grava es cascajo sin desgastar, relativamente, con aristas agudas y esquinas puntiagudas, la roca se llama una brecha sedimentaria. La rudita es un término general para conglomerado y brecha.

#### b).- Pizarra.

La pizarra incluye arcilla y aluvión en su constitución, los cuales se han endurecido hasta convertirse en roca. El esquistoso se caracteriza por la fineza de sus granos y el poco espesor de sus camas, así como el hecho de que se parta fácilmente a lo largo de sus planos formadores de estratificación. Algunos tipos de esquistos son: arenáceo, argiláceo, carbonáceo y calcáreo.

c).- Piedra arenisca.

Esencialmente formada de granos cementados de arena. Esta piedra posee una textura granular y es la más abundante, después de la pizarra, de todas las rocas sedimentarias. Además del cuarzo, ella puede contener partículas del tamaño de los granos de arena de calcita, de yeso o de varios compuestos de hierro. La arcosa es un tipo especial de piedra arenisca que contiene - fragmentos de feldespatos y de cuarzo.

d).- Piedra caliza.

La piedra caliza está compuesta principalmente de un solo mineral, la calcita ( $\text{CaCO}_3$ ). Existen muchas variedades de piedra caliza, y algunas son el resultado de procesos inorgánicos, tal como la precipitación directa, mientras que otros tienen un origen orgánico. La travertina, que forman las estalagmitas y - las estalagmitas en las cavernas, es una variedad con frecuencia vendada de piedra caliza cristalina. La toba, piedra caliza inorgánica porosa y esponjosa, se estructura cuando la calcita se deposita alrededor de los manantiales y de las corrientes de agua.

e).- Dolomita.

Conocida también como piedra caliza de magnesia, la dolomita  $\text{CaMg}(\text{CO}_3)_2$  es el resultado del reemplazo de una parte de - calcio en la piedra, por magnesio.

f).- Evaporitas.

Las rocas sedimentarias que se originan en la precipitación de minerales a partir del agua marina se llaman evaporitas. Incluyen éstas el yeso, anhídrita (sulfato de calcio sin agua) y halita o sal de roca.

g).- Lutita.

La lutita es un lodo (limo y arcilla) compuesto por las partículas más finas de los sedimentos. Por este motivo a la simple vista aparece como una roca homogénea aunque están presentes, por lo regular, el cuarzo y la mica en cierta abundancia. Las lutitas que contienen arena son llamadas arenosas; el contenido de materia orgánica forma una lutita carbonosa negra. La calcilita consiste de granos de calcita del tamaño del lodo.

1. 5. 5.- Rocas metamórficas.

Bajo condiciones adecuadas, las rocas ígneas y sedimentarias pueden ser materialmente cambiadas, sin fusión, - en un tercer grupo, las rocas metamórficas. La transformación o metamorfismo es el resultado de un ambiente geológico alterado, en el cual la estabilidad de las rocas puede ser mantenida únicamente por un cambio correspondiente en su conjunto. El metamorfismo se caracteriza por el desarrollo de texturas y minerales nuevos o ambos, y estos son por lo regular, tan distintos a los originales, que es frecuentemente difícil determinar la naturaleza de la roca original.

Las texturas nuevas son producidas por recristalización, por medio de la cual los minerales crecen hacia cristales más grandes que tienen una orientación diferente.

Los minerales nuevos son creados por recombinación; los constituyentes químicos forman nuevas asociaciones en las cuales las impurezas menores adquieren un papel muy importante. Aunque hay una cantidad considerable de minerales de origen estrictamente metamórfico, muchas rocas metamórficas son similares en su composición a las rocas de las cuales fueron derivadas.

#### 1. 5. 5. 1.- Factores de metamorfismo.

Los cambios más bien drásticos implicados en el metamorfismo son por los efectos del calor, por la presión y por los fluidos que, en general, actúan simultáneamente. El calor proviene del interior de la Tierra y de los cuerpos fundidos de roca, así como de la presión y de la fricción - que aceleran la actividad química. La presión puede resultar del simple sepultamiento, pero los movimientos de la corteza son más efectivos para alterar las texturas. El agua y el gas proporcionan la movilidad y pueden llevar elementos de un magma cercano - para facilitar los cambios químicos.

#### 1. 5. 5. 2.- Clases de metamorfismo.

De acuerdo con los factores implicados, pueden distinguirse cuatro tipos de metamorfismo aunque - como es virtualmente cierto para todos los procesos geológicos, éstos se combinan y tienen acciones recíprocas.

##### a).- Metamorfismo geotermal.

Se llama así porque es producido sólo por el calor terrestre, sin intervención de fuentes magmáticas. Comprende los cambios realizados por las altas temperaturas que existen a considerable profundidad debajo de la superficie. Rocas formadas en la superficie pueden sepultarse profundamente en la corteza, bajo una carga pesada de rocas superiores. La presión del material superyacente, junto con el calor así generado, produce una transformación de la roca.

##### b).- Metamorfismo hidrotermal.

Los términos metamorfismo y alteración hidrotermal se refieren a los cambios producidos por aguas magmáticas calientes.

El calor magmático hace también mucho más activa químicamente al agua subterránea de origen atmosférico, ya como líquido o como vapor. El metamorfismo de este tipo va acompañado con frecuencia por la adición o extracción de sustancias y, a veces, por ambas cosas. Los minerales ferromagnésicos se alteran generalmente en serpentinas o esteatitas y la ortoclasa se transforma en mica de grano fino llamado sericita. Muchas rocas ígneas cambian tanto que son difíciles de reconocer. En este metamorfismo es corriente el remplazamiento y va acompañado, con frecuencia, con la disposición de minerales metálicos.

c).- Metamorfismo de contacto.

Cuando la roca en el campo (la roca que rodea una intrusión ígnea o que haya sido inyectada por ella) se invade por un cuerpo ígneo, generalmente experimenta un cambio profundo. Así cuando en la piedra caliza se ha introducido un magma caliente, la alteración puede extenderse sobre una distancia que varía de unos centímetros a muchos kilómetros de contacto ígneo sedimentario. Algunas de las más sencillas rocas metamórficas se han formado en esta llamada aureola de contacto de la roca alterada del campo.

El cambio físico puede ser producido por el metamorfismo de contacto cuando los minerales originales en la roca de campo son penetrados por fluidos magmáticos que con frecuencia traen su recristalización. Este proceso, que típicamente produce cristales minerales nuevos y más grandes, puede alterar mucho la textura de la roca. Además, los fluidos magmáticos generalmente introducen nuevos elementos y compuestos.

d).- Metamorfismo dinámico o cinético.

El metamorfismo dinámico ocurre cuando los estratos de roca sufren una deformación estructural fuerte durante el le-

vantamiento de cadenas de montañas. La presión enorme ejercida - mientras que los estratos se doblan, se fracturan, y se arrugan, produce generalmente extensivos y complejos cambios metamórficos. Semejantes presiones pueden resultar en el rompimiento o la trituración de los minerales, la cancelación de cualquier indicación de fósiles o de estratificación, la realineación de los granos minerales, y una dureza incrementada. Se llama también este tipo de cambio el metamorfismo regional, porque toma lugar sobre una extensión relativamente grande.

#### 1. 5. 5. 3.- Estructura y textura de las rocas metamórficas.

Sobre la base de su estructura y textura, estas rocas se clasifican en grupos foliados y no foliados.

Muchas rocas metamórficas están foliadas o dispuestas en bandas. Esta estructura se debe a la disposición paralela de sus minerales constituyentes o al alargamiento de bandas, capas o lentes de material granular. Las rocas se dividirán con más facilidad sobre planos paralelos a los de foliación, que sobre planos transversales, entonces tendrán crucero de roca. Con frecuencia los planos de foliación son muy irregulares y ondulados. En una roca metamórfica de grano grueso, como el gneiss, los planos no están bien definidos, mientras que en las de grano fino, como las pizarras y esquistos, están bien definidos y unidos.

No todas las rocas metamórficas tienen estructura foliada, algunas son masivas o no foliadas, como las rocas ígneas, pero se distinguen de ellas por su composición mineral. Muchas de estas rocas son producto de hidrometamorfismo (metamorfismo hidrotermal) en lugares donde, con alta o baja temperatura, las soluciones fueron el factor predominante para producir las alteraciones minerales.

#### 1. 5. 5. 4.- Clases de rocas metamórficas.

El producto específico que resulte del metamorfismo dependerá del carácter de la roca original, los tipos implicados de procesos metamórficos y la intensidad con la que han operado.

##### a).- Rocas metamórficas foliadas.

##### 1).- Gneiss.

Es una roca metamórfica en franjas, de textura gruesa y muy foliada. Las capas alternadas son, generalmente, de composición mineral desigual. Las bandas ricas en feldespatos y cuarzo (los constituyentes dominantes de muchos gneiss) son más granulares y de colores claros que las ricas en mica biotita, hornablenda (anfíbola) o granate. El gneiss es la roca metamórfica foliada de grano más grueso.

##### 2).- Esquisto.

Cuando los constituyentes micáceos o laminados dominan, el gneiss gradúa a esquisto. Sin embargo, los minerales visibles probablemente son mucho más uniformes en apariencia y composición, tienen poco feldespato y las capas adyacentes, por lo regular están compuestas de los mismos minerales. La foliación extrema de los esquistos causa que se separen fácilmente, de tal manera que esta separación se conoce como esquistosidad. En base a los minerales presentes más predominantes, son conocidas las variedades que se llaman esquistos de mica, esquisto de anfíbola - u hornablenda, esquisto de clorita, etc.

##### 3).- Filita.

La filita es intermedia, en textura, entre el esquisto y

la pizarra y tiende a romperse en lajas cuyas superficies muestran pequeñas arrugas.

#### 4).- Pizarra.

La roca de grano fino uniforme, la pizarra, se separa fácilmente en láminas lisas y lustrosas (crucero pizarreño). Por lo general, contiene carbón negro, en la forma de grafito, así como minerales de hierro y manganeso, los cuales proporcionan colores como el rojo o el verde.

#### b).- Rocas metamórficas no foliadas.

##### 1).- Mármol.

Es una roca calcárea cristalina formada por el metamorfismo de la caliza. El principal mineral es calcita o dolomita. En textura van desde variedades finas a otras relativamente gruesas en las que los granos se ven claramente a simple vista. Es más compacto que la caliza y su porosidad se ha reducido por presión y recristalización. El mármol puro es blanco, pero las impurezas pueden darle gran variedad de colores.

##### 2).- Cuarcita.

La cuarcita se constituye de piedra arenisca de cuarzo metamorfoseado. La cuarcita es una de las rocas más resistentes de todas, está compuesta por una masa cristalina de granos de arena cementados muy apretadamente. Cuando está formada de arena pura de cuarzo, la cuarcita es blanca; sin embargo, la presencia de impurezas puede ensuciar la roca, produciendo un color rojo, amarillo o café.

##### 3).- Antracita.

Cuando el carbón bituminoso o blando, es fuertemente com

pactado, plegado y calentado, se transforma en carbón antracito o duro. Habiendo sufrido un grado extremo de carbonización, el carbón antracito tiene un porcentaje alto y fijo de carbón, y ca si todos los materiales volátiles se han escapado de él.

Tabla 1. 2.- Algunas rocas ígneas y sedimentarias comunes y sus equivalentes metamórficos.

<u>Roca original</u>	<u>Roca metamórfica</u>
<u>Sedimentaria</u>	
Piedra arenisca	Cuarcita
Esquisto	Pizarra, filita, esquisto
Piedra caliza	Mármol
Carbón bituminoso	Carbón antracito, grafito
<u>Ignea</u>	
Roca ígnea de textura granítica	Gneiss
Roca ígnea de textura compacta	Esquisto

Otras rocas metamórficas están compuestas casi exclusivamente de un solo mineral que incluye a la serpentina (compuesta del mineral del mismo nombre), esteatita (talco principalmente) y anfibolita (principalmente hornablenda).

## 1. 6.- ESTRUCTURAS GEOLOGICAS.

### 1. 6. 1.- Procesos geológicos.

Los procesos geológicos que operan sobre y dentro de la corteza terrestre pueden agruparse bajo tres principales encabezados: gradación, vulcanismo y diastrofismo.

-Gradación. Este término abarca los procesos opuestos de degradación y agradación. El intemperismo, la descomposición y -

disgregación de las rocas, pueden ser considerados como parte de los procesos de gradación.

-Degradación. Este proceso, también llamado erosión, es el desgaste de las rocas por el agua, hielo y viento.

-Agradación. Este proceso también llamado depositación, es el constructor de las capas de roca por la acumulación de sedimentos depositados por la acción del agua, hielo y viento.

-Vulcanismo. Este término se refiere a los movimientos de la roca fundida y a la formación de roca sólida a partir de un estado de fundición, efectuándose ambos dentro y sobre la superficie de la litosfera.

-Diastrofismo. Con este término se indican todos los movimientos de las partes sólidas de la Tierra de los que resultan desplazamientos (fallamiento) o deformaciones (plegamiento). El diastrofismo es conocido también con el nombre de tectonismo.

#### 1. 6. 2.- Estructuras producidas por la gradación.

Estratificación. La disposición de los sedimentos en capas o estratos, es el carácter estructural más distintivo producido por la gradación. Cuando la estratificación viene marcada por un cambio, el color se define como bandeado. Los sedimentos pueden ser llamados estratificados cuando se separan claramente en capas o láminas a lo largo de planos de descanso. La estratificación puede ser debida a diferentes clases o tamaños de los minerales ó a alguna interrupción en la depositación que permita que tengan lugar cambios antes que se deposite más mineral.

Cuando los estratos están en reposo, su posición es generalmente paralela a la superficie sobre la que se han depositado; -

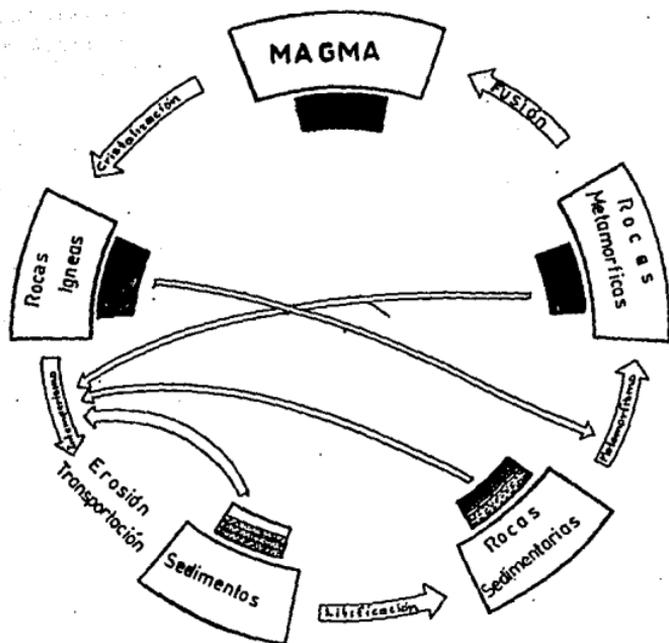


FIG. 1.12.- EL CICLO DE LAS ROCAS

como regla general, son aproximadamente horizontales. Sin embargo, en muchos sitios, las superficies donde se depositan son inclinadas y resultan estratos ondulados e inclinados. Los sedimentos pueden depositarse en su orden natural sobre superficies inclinadas como en el caso de masas de agua pequeñas y en bahías protegidas, donde hay poco movimiento y muy limitada salida de sedimentos.

### 1. 6. 3.- Estructuras producidas por el vulcanismo.

Como ya hemos mencionado, las rocas ígneas se forman de dos maneras dentro de la corteza terrestre: pueden endurecerse en la superficie como rocas extrusivas, o solidificarse bajo la superficie como rocas intrusivas o plútonicas.

#### 1. 6. 3. 1.- Por rocas intrusivas o plutónicas.

Las rocas intrusivas o plutónicas han sido introducidas o injertadas en las rocas circundantes. - Las intrusiones de este tipo normalmente ocurren a gran profundidad y, por consiguiente, los cuerpos ígneos intrusivos pueden observarse sólo después del desgaste de las rocas que les son superpuestas. Algunos de los cuerpos intrusivos más comunes son:

##### a).- Vetas.

Una veta es una masa tabular o en forma de paredes o mallas, de roca ígnea. Las vetas (también conocidas como diques) se forman cuando el magma asciende por fisuras aproximadamente verticales, abriéndose paso y ensanchando la grieta, y de este modo, al enfriarse, queda consolidado en forma de capa vertical de roca cuyas caras laterales, más o menos paralelas, cortan transversalmente a los planos de estratificación. El tamaño de las vetas varía desde unos cuantos metros hasta muchos kilómetros de longitud (fig. 1. 13).

b).- Mesillas.

Estas son cuerpos tabulares de roca ígnea que aparecen - en extensiones esencialmente horizontales entre los lechos o los estratos de la roca. Difieren de las vetas, o diques, en que las rocas ígneas descansan paralelamente al plano de los estratos.

c).- Lacolitos.

Los lacolitos son unos cuerpos intrusivos que tienen la forma de una lente, o de un hongo, en que poseen el fondo relativamente plano y una superficie abovedada o cupular. Se han introducido entre los estratos; difieren de las mesillas por su mayor espesor central, y porque se adelgazan gradualmente en la dirección de sus extremidades.

d).- Batolitos.

Si una intrusión ígnea tiene una exposición superficial de 100 km cuadrados se llama batolito. Los batolitos generalmente se amplían hacia la base (aunque como se sabe, algunos se estrechan hacia el fondo) y su profundidad total es desconocida. Los batolitos siempre se originan durante los períodos de formación de las montañas en los que se verifica un intenso arrugamiento. Son alargados y paralelos a las cordilleras montañosas. Su techo es irregular; la forma cóncava de las rocas que lo cubren se llama cúpula y las proyecciones hacia abajo de la roca - dentro del batolito se llaman techos colgantes.

e).- Troncos.

Los troncos son intrusiones ígneas discordantes que tienen una exposición superficial menor que 100 km cuadrados y difieren de los batolitos únicamente en que son más pequeños. Muchos de ellos, con cierta probabilidad pueden ser las cúpulas de

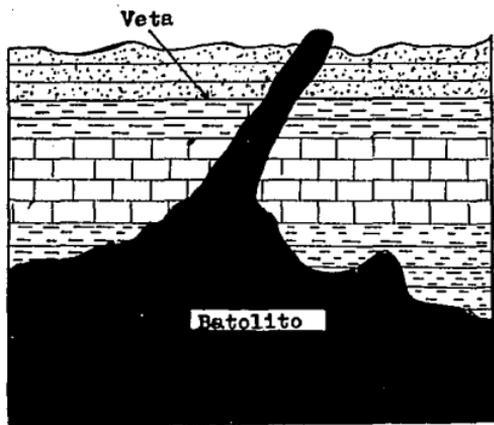


FIG. 1. 13.- VETA IGNEA.

de batolitos ocultos.

f).- Cuellos volcánicos.

Los cuellos volcánicos, también llamados tapones volcánicos, son cuerpos cilíndricos verticales de rocas ígneas que varían hasta 1 600 m de diámetro. Están compuestos de lava solidificada que una vez llenó los conductos de los volcanes que ya han sido erosionados quedando el tapón más resistente que se mantiene en forma destacada en el paisaje. Los cuellos volcánicos tienen una estructura columnar debido a las grietas de encogimiento que aparecen en la lava cuando solidifican.

1. 6. 3. 2.- Por rocas extrusivas o volcánicas.

a).- Coladas de lava.

Las coladas de lava se desarrollan cuando el magma surge en la superficie de la Tierra en forma relativamente suave con poca o ninguna acción explosiva. Son cuerpos ígneos tabulares - delgados en comparación con su extensión horizontal. La posición corresponde de modo general a la de la superficie sobre la cual han sido derramadas; sobre una planicie será más o menos horizontales, pero sobre laderas pueden consolidarse con una inclinación considerable, dependiendo también de la viscosidad de la lava.

b).- Piroclásticos (Productos de proyección).

Los materiales fragmentados lanzados al aire se precipitan a diversas distancias del foco de erupción según su tamaño y la altura desde la cual inician su descenso. Los fragmentos más gruesos, que comprenden bombas, bloques de escorias, piedra pómez y bloques de roca más antiguas, caen cerca de los bordes del cráter y bajan rodando por las pendientes internas o exter-

nas, formando depósitos de aglomerados o brechas volcánicas. Los fragmentos más pequeños, del tamaño de un chícharo o de una nuez se llaman pavesas o lapilli (pedrecitas), según su estructura. Los materiales más finos todavía reciben el nombre de cenizas. - Estas caen principalmente sobre los flancos y forman depósitos - que cuando están más o menos endurecidos, constituyen las cineritas, llamadas también tobas volcánicas.

#### 1. 6. 4.- Estructuras producidas por el diastrofismo.

Todos los movimientos de las rocas de la corteza terrestre cuyo efecto es producir un cambio permanente, quedan comprendidos bajo el término diastrofismo (también llamado tectonismo). Como consecuencia, las estructuras geológicas se han originado sobre y abajo de la superficie de la Tierra, a grande o pequeña escala, con rapidez o con lentitud. Las rocas pueden ser deformadas por doblamiento o pueden ser desplazadas por rompimiento. Algunas veces, las rocas se moverán verticalmente, causando un levantamiento o una sumersión del suelo. Pueden también mudarse horizontalmente o lateralmente, a causa de la compresión o de la tensión. Los dos tipos mayores de movimientos tectónicos que son los movimientos epirogénicos (verticales) y los movimientos orogénicos (esencialmente laterales), son los que ocasionan las estructuras geológicas más importantes.

#### 1. 6. 4. 1.- Estructuras producidas por deformación.

##### a).- Ondulamiento.

Un ligero combamiento efectuado a gran escala es llamado un ondulamiento. En su significado más amplio, los ondulamientos han sido referidos a amplios levantamientos verticales de proporciones continentales. Tales movimientos epirogénicos pueden levantar extensas mesetas y restaurar la posición relativa de las

masas terrestres de nuestro globo, las cuales, de otra manera, serían erosionadas hasta quedar permanentemente inundadas por el mar. Sin duda, las mismas cuencas oceánicas participan del ondulamiento epirogénico.

b).- Plegamiento.

El plegamiento es semejante al ondulamiento, excepto que denota un mayor grado de deformación. Gran parte del plegamiento se debe a la compresión causada por fuerzas que actúan en una dirección esencialmente horizontal en la corteza terrestre.

Los pliegues son nombrados de acuerdo con su tamaño, forma y actitud (posición con respecto a los rumbos de la brújula y a la horizontal). Dos términos clave -rumbo y echado- son utilizados para describir la geometría de la actitud de las capas inclinadas. Cuando una capa de roca plegada intersecta una superficie horizontal (tierra o agua), la dirección de la línea de intersección marcada por la brújula se llama rumbo. Este término también se aplica a la dirección del eje de un pliegue. El rumbo se da en grados como N 45° E, el cual es una línea dirigida al noreste. El echado de un pliegue es el ángulo agudo formado entre la horizontal y el plano axial, medido perpendicularmente al rumbo. Estos factores determinan la actitud de un pliegue.

Los flancos de un pliegue son los limbos. El plano axial es un plano imaginario paralelo al rumbo y que divide al pliegue lo más simétricamente posible. Si el eje no es horizontal, entonces el ángulo agudo formado entre el eje y la horizontal se llama buzamiento y el pliegue es un pliegue buzante.

Los pliegues pueden describirse bajo los siguientes términos generales: un pliegue abierto no está tan apretadamente comprimido como un pliegue cerrado. Si los limbos tienen el mismo ángulo de inclinación, se dice que el pliegue es simétrico; si tie-

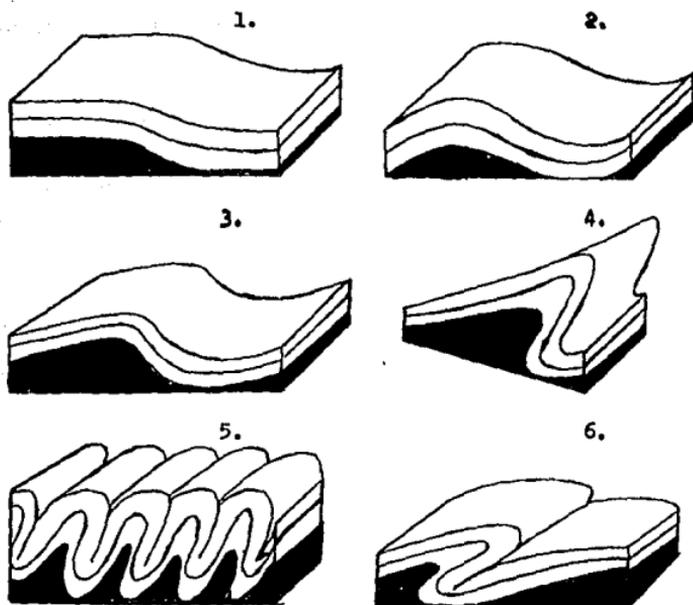


Fig. 1.14.- PLIEGUES: (1) monoclinal, (2) anticlinal y sinclinal simétricos, (3) anticlinal y sinclinal asimétricos, (4) anticlinal inclinado, (5) pliegues isoclinales, (6) pliegue recumbente.

nen distintos ángulos de inclinación entonces el pliegue es asimétrico. Un pliegue inclinado es el que tiene un limbo doble, - uno debajo del otro de tal manera que ambos limbos se inclinan - hacia una misma dirección; cuando estos limbos son paralelos e - inclinados igualmente en la misma dirección la estructura se llama plegamiento isoclinal, y cuando los limbos están virtualmente horizontales se tiene el pliegue recumbente.

Los pliegues y sistemas de pliegues se clasifican como sigue:

Un homoclinal consiste de capas que se inclinan solamente en una dirección. Un monoclinal es similar, pero es una comba semejante a un escalón entre capas horizontales o ligeramente inclinadas. Un anticlinal es un pliegue estructural levantado hacia arriba o en forma de arco; un sinclinal es un pliegue deprimido hacia abajo o en forma de artesa. Un arco de gran tamaño, como una cordillera montañosa plegada hacia arriba es un geanticlinal. El término opuesto, geosinclinal, significa un gran pliegue deprimido hacia abajo. Un grupo compuesto de pliegues, incluyendo tanto arcos como artesas, pero que generalmente es un área - plegada levantada, es un anticlinorio; lo inverso, o sea un sistema hundido de arcos y artesas constituyen un sinclinorio.

#### 1. 6. 4. 2.- Estructuras producidas por desplazamiento.

Un cuerpo de roca que sufre intenso plegamiento puede ceder bajo esfuerzo. El movimiento (fallamiento) puede ocurrir a lo largo de la fractura resultante en el cual se combina la deformación con el desplazamiento.

##### a).- Fracturas.

Cualquier grieta en una roca sólida es una fractura.

b).- Fisuras.

Una fractura extensa se llama fisura que puede llegar a ser un conducto que sirva para el paso de la lava que formará un basalto de meseta o de soluciones que originarán vetas mineralizadas.

c).- Juntas.

Las fracturas a lo largo de las cuales no han habido movimientos perceptibles y que ocurren en grupos paralelos se llaman juntas. En cualquier tipo de roca, las juntas se producen como estructuras secundarias por la fuerza de compresión (encogimiento), tensión (estiramiento), torsión (torcimiento) y esfuerzo cortante (deslizamiento) cuando se le sujeta a movimientos corticales ulteriores.

d).- Diaclasas.

Al estudiar una masa típica de rocas, ígneas o sedimentarias, pronto se advierte que, además de los planos de estratificación (en las rocas sedimentarias), pueden existir también fracturas según otros planos, más o menos normales a aquellos, que conjuntamente producen una estructura en paralelepípedos, aunque éstos no pueden separarse unos de otros. Tales fracturas se denominan diaclasas y están producidas por las tensiones internas que aparecen ya durante el enfriamiento de la roca o en los cambios estructurales de la misma. Tienen cierta relación con los planos de crucero de los minerales que constituyen la roca.

e).- Fallas.

Cuando en las fracturas, fisuras o juntas se ha efectuado un deslizamiento apreciable de las paredes de la roca, se llama falla. La superficie de falla a lo largo de la cual ha ocurri

do el deslizamiento o fallamiento, nunca es lo suficientemente plana como para garantizar la utilización del término plano de falla. Una zona fallada es aquella en la cual un gran número de fallas esencialmente paralelas están separadas por roca perturbada o triturada afectadas por el movimiento.

Las medidas de rumbo y echado se hacen de la misma manera que como se miden en los pliegues. Raramente se conoce la dirección real del movimiento a lo largo de la falla, pues únicamente puede observarse el movimiento relativo de un bloque con respecto al otro. El bloque de roca aparentemente movido hacia arriba, es el flanco levantado de la falla (techo), mientras que el bloque opuesto es el flanco hundido (piso).

Si el bajo de la falla es el flanco hundido, la misma se llama falla normal debido a que en otros tiempos se consideraba normal que un bloque cayera por efecto de la gravedad. Si el bajo es el flanco levantado, la falla es una falla inversa. Las fallas inversas de ángulo bajo generadas por un empuje horizontal, son llamadas fallas por empuje o empujes. Una falla a rumbo es paralela al rumbo de las rocas; una falla al echado es (igual que el echado de las rocas mismas) perpendicular al rumbo de las capas implicadas. Una falla oblicua forma un ángulo con la dirección del rumbo y echado de las direcciones. Estas y muchas otras fallas pueden ser normales o inversas.

La superficie resultante del fallamiento puede ser un acantilado bajo sobre el flanco levantado, especialmente si el desplazamiento es rápido. Tal acantilado es una escarpa de falla.

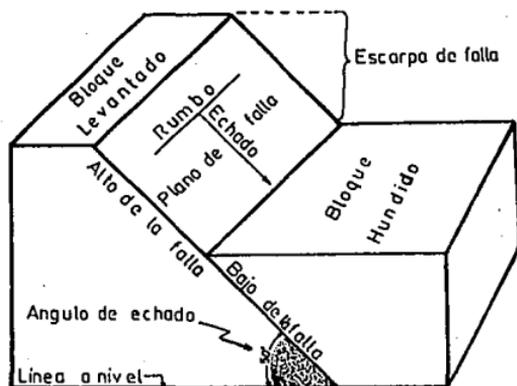


FIG. 1.15.- ELEMENTOS DE UNA FALLA

## CAPITULO 2

# MECANICA DE ROCAS

### 2. 1.- MECANICA DE ROCAS. DEFINICION.

La Mecánica de Rocas, se encarga del estudio del comportamiento de las masas rocosas bajo la acción de las fuerzas naturales o por las excavaciones o construcciones hechas por el hombre. Para lograr este objetivo, se requiere determinar las propiedades del manto rocoso mediante estudios de laboratorio y de campo cuyos resultados se utilizan en fórmulas matemáticas o en modelos a escala, que permiten evaluar las condiciones de un problema.

Los constantes movimientos de la corteza terrestre generan estados de esfuerzos naturales de magnitud, sentido y dirección - muy variables que influyen notablemente en la mecánica de las rocas. Para estudiar el comportamiento de una masa rocosa no debe olvidarse que se está tratando con un medio que no es posible -

controlar a voluntad por su heterogeneidad y discontinuidad. Por lo tanto debe estudiarse cada caso en particular, para determinar en la mejor forma posible el comportamiento de las rocas para determinado proyecto de ingeniería civil.

Es indispensable conocer también los elementos primordiales de "La Geología Estructural" del macizo rocoso, considerando que este término se refiere a la posición natural de los mantos, es decir a su estratificación, fisuramiento, grietas, rellenos, discontinuidades, etc., elementos indispensables para el primer reconocimiento de dichos macizos.

Como mencionamos en el capítulo anterior, las rocas tienen - fracturas que pueden ser simples juntas o fallas y pueden ser - abiertas o cerradas, pudiendo no ser visibles. Dichas fracturas determinan normalmente planos de debilidad y pueden tener poca - importancia como en el caso de fracturas soldadas y microfisuras o también importancia muy grande como en el caso de fallas, en - las cuales se han presentado desplazamientos tangenciales y se - encuentran rellenas de materiales de poca resistencia y muy de--formables.

Podemos terminar este primer subcapítulo mencionando que las características que interesan al ingeniero para la primera identificación y evaluación de un macizo rocoso en campo, son las siguientes:

- a).- La orientación de las juntas o fallas, determinando el - rumbo y echado de cada una de ellas.
- b).- El espaciamiento entre las juntas, distancia de centro a

centro en un determinado sistema.

- c).- El ancho de la junta, distancia entre lados opuestos de ella.
- d).- La regularidad de las superficies, y
- e).- Los materiales de relleno que pueden ser producto del -  
intemperismo, alteraciones y minerales secundarios o -  
arrastré de materiales infiltrados.

## 2. 2.- PROPIEDADES DE LAS ROCAS.

El comportamiento de las rocas bajo la acción de cargas -  
estáticas y dinámicas, agua, temperatura y esfuerzos tectónicos  
depende principalmente de las propiedades físicas (índice) y me-  
cánicas (resistencia) de estos materiales.

Debe de distinguirse claramente entre las propiedades macros-  
cópicas y las microscópicas. Esencialmente, las propiedades ma-  
crocópicas se refieren a todo el compuesto, incluso, a las pro-  
piedades del macizo rocoso; en cambio, las propiedades microscó-  
picas se refieren en sí a las sustancias (minerales) que forman  
la roca.

Es tiempo de subrayar que la característica más importante en  
cuanto al comportamiento de una masa de roca es su carácter dis-  
continuo.

Las discontinuidades de la roca como lo son las fisuras, dia-  
clasas (planos de debilidad), fracturas, fallas, planos de estra-  
tificación, oquedades, etc., afectan en forma negativa el compor-  
tamiento mecánico e hidráulico de la roca.

Son numerosas las propiedades de las rocas que pueden ser interpretadas con base en la existencia de discontinuidades microscópicas o macroscópicas. En el laboratorio, la anisotropía, la influencia del agua en la resistencia, la compresibilidad, la variación de la permeabilidad hidráulica al aire y de la velocidad de transmisión de ondas, en función del estado de esfuerzos aplicados, son ejemplos de la afirmación anterior. En el campo basta con mencionar la compresibilidad, permeabilidad y anisotropía.

El conocimiento de las propiedades de las rocas es indispensable para lograr un diseño seguro y económico de algunas obras de ingeniería civil tales como presas, túneles, excavaciones en roca o en el análisis de la estabilidad de un talud en roca, etc.

#### 2. 2. 1.- Propiedades físicas o índice de las rocas.

Las propiedades físicas de las rocas que afectan el diseño de alguna obra son las siguientes:

1. Composición mineralógica, estructura y textura.
2. Gravedad específica o densidad de sólidos,  $S_s$ .
3. Peso volumétrico unitario,  $\gamma$ .
4. Porosidad,  $n$ .
5. Relación de vacíos,  $e$ .
6. Contenido de agua natural,  $w$ .
7. Contenido de agua, de la roca saturada.
8. Grado de saturación.
9. Permeabilidad al agua,  $k$ .
10. Permeabilidad al aire.
11. Alterabilidad, durabilidad, grado de alteración.

12. Propiedades térmicas.
13. Propiedades eléctricas.
14. Sensitividad.

#### 2. 2. 1. 1.- Composición mineralógica.

Si bien existen alrededor de 2 000 minerales conocidos, sólo unos nueve participan en forma importante en la composición de las rocas. Estos son: cuarzo, feldspatos, mica, hornablenda, sugita, olivino, calcita, caolinita y dolomita (ver capítulo 1, subtema 1.4).

Las rocas cuyo cementante es el cuarzo son las más resistentes, seguidas por aquellas cuyo cementante es la calcita y los minerales ferromagnesianos. Las menos resistentes son las arcillosas.

#### 2. 2. 1. 2.- Estructura.

El término estructura de la roca o macizo rocoso se aplica a las características o rasgos macroscópicos de la roca (por ejemplo: estructura columnar). Este término puede significar características especiales tales como posición y distribución de un sistema de juntas (abiertas o cerradas); fracturas; estratificación; rasgos geológicos: estratos, fallas, pliegues (sinclinales, anticlinales); intrusiones ígneas; cavidades (pequeñas o grandes, rellenas o no); etc.

### 2. 2. 1. 3.- Textura.

El término textura de una roca se refiere al arreglo de sus partículas o granos (cristales) el cual se observa a simple vista en la superficie de una roca (ver capítulo 1, subtema 1.5).

Desde el punto de vista morfológico la textura de las rocas se puede dividir en tres grupos: rocas homogéneas, rocas no homogéneas o heterogéneas y rocas estratificadas.

### 2. 2. 1. 4.- Densidad de sólidos, Ss.

La densidad de sólidos, al igual que otras propiedades índice, se define en Mecánica de Rocas de igual forma que en Mecánica de Suelos. Por ésto, y para un mejor entendimiento de esas propiedades, haremos un recordatorio de algunos conceptos básicos.

En una muestra de roca se distinguen tres fases constituyentes: la sólida, la líquida y la gaseosa. La fase sólida está formada por las partículas minerales; la líquida por el agua (libre, específicamente), aunque en las muestras de roca pueden existir otros líquidos de menor significación; la fase gaseosa comprende sobre todo el aire, si bien pueden estar presentes otros gases.

Las fases líquida y gaseosa de la roca suelen comprenderse en el Volumen de Vacíos, mientras que la fase sólida constituye el Volumen de los Sólidos.

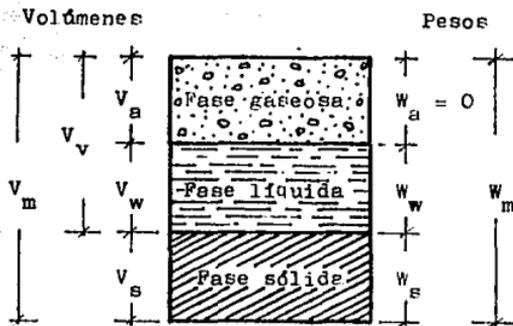


FIGURA 2. 1.- Esquema de una muestra de roca para indicación de los símbolos usados.

El significado de los símbolos es el siguiente:

- $V_m$  = Volumen total de la muestra de roca (Volumen de la masa).
- $V_s$  = Volumen de la fase sólida de la muestra (Volumen de sólidos).
- $V_v$  = Volumen de los vacíos de la muestra (Volumen de vacíos).
- $V_w$  = Volumen de la fase líquida contenida en la muestra (Volumen de agua).
- $V_a$  = Volumen de la fase gaseosa de la muestra (Volumen de aire).
- $W_m$  = Peso total de la muestra de roca (Peso de la masa).
- $W_s$  = Peso de la fase sólida de la muestra (Peso de los sólidos).
- $W_w$  = Peso de la fase líquida de la muestra (Peso del agua).
- $W_a$  = Peso de la fase gaseosa de la muestra, convencionalmente - considerado como nulo tanto en Mecánica de Suelos como en Mecánica de Rocas.

Diremos que la roca está totalmente saturada cuando todos sus vacíos estén ocupados por agua. Una roca con estas características consta, como caso particular, de sólo dos fases, la sólida y la líquida.

La fig. 2. 1. representa el esquema de una muestra de roca, - en el que aparecen las fases principales, así como los conceptos de uso más común, con los símbolos con que se indicarán en lo - que sigue.

Por lo tanto, volviendo al concepto de Densidad de Sólidos - (llamado también Gravedad Específica o Peso Específico Relativo), lo definiremos como la relación entre el peso específico de una sustancia y el peso específico del agua, a 4°C, destilada y sujeta a una atmósfera de presión.

En sistemas de unidades apropiados, su valor es idéntico al - módulo del peso específico, correspondiente, según se desprende de lo anterior. Se distinguen los siguientes pesos específicos - relativos:

$S_m$  = Peso específico relativo de la masa de roca. Por definición

$$S_m = \frac{\gamma_m}{\gamma'_0} = \frac{W_m}{V_m \gamma'_0} \quad (2. 1)$$

$S_s$  = Peso específico relativo de la fase sólida de la roca (de - sólidos), para el cual se tiene:

$$S_s = \frac{\gamma_s}{\gamma'_0} = \frac{W_s}{V_s \gamma'_0} \quad (2. 2)$$

donde,

$\gamma_0$  = Peso específico del agua destilada, a 4°C de temperatura y a la presión atmosférica correspondiente al nivel del mar.

$\gamma_w$  = Peso específico del agua en las condiciones reales de trabajo; su valor difiere poco del anterior peso específico y, en muchas cuestiones prácticas, ambos son tomados como iguales.

$\gamma_m$  = Peso específico de la masa de la roca. Por definición se tiene

$$\gamma_m = \frac{W_m}{V_m} = \frac{W_s + W_w}{V_m} \quad (2.3)$$

$\gamma_s$  = Peso específico de la fase sólida de la roca

$$\gamma_s = \frac{W_s}{V_s} \quad (2.4)$$

#### 2. 2. 1. 5.- Relación de vacíos, e.

Se denomina Relación de vacíos o Índice de poros a la relación entre el volumen de los vacíos y el de los sólidos de una roca:

$$e = \frac{V_v}{V_s} \quad (2.5)$$

La relación puede variar teóricamente de 0 ( $V_v = 0$ ) a  $\infty$  (valor correspondiente a un espacio vacío).

### 2. 2. 1. 6.- Contenido de agua, w.

Se conoce como contenido de agua o humedad de una roca, a la relación entre el peso de agua contenida en la misma y el peso de su fase sólida. Suele expresarse como un porcentaje:

$$w (\%) = \frac{W_w}{W_s} \times 100 \quad (2. 6)$$

### 2. 2. 1. 7.- Grado de saturación.

Se denomina grado de saturación de una roca a la relación entre su volumen de agua y el volumen de sus vacíos. Suele expresarse también como un porcentaje:

$$G_w = \frac{V_w}{V_v} \times 100 \quad (\%) \quad (2. 7)$$

### 2. 2. 1. 8.- Porosidad, n.

Se llama porosidad de una roca a la relación entre su volumen de vacíos y el volumen de su masa. Se expresa como porcentaje:

$$n = \frac{V_v}{V_m} \times 100 \quad (\%) \quad (2. 8)$$

Las rocas son materiales porosos. La porosidad en la mayoría de las rocas queda comprendida entre 0.1 y 20%. Las rocas sedimentarias y las rocas ígneas extrusivas alcanzan valores altos de porosidad, mientras que las rocas ígneas intrusivas tienen valores muy bajos.

La forma de las discontinuidades de la matriz porosa varía. - Las rocas muy porosas tienen coquedades equidimensionales aproximadamente esféricas producto del desprendimiento de gases o disoluciones por agua meteórica. Las de porosidad reducida están surcadas por discontinuidades alargadas producto de los esfuerzos - inducidos por dilatación térmica diferencial de los minerales y también por efectos tectónicos.

Se pueden considerar dos tipos de porosidad.

- a).- Porosidad absoluta.
- b).- Porosidad de fisuración.

Se dice que las grietas alargadas dan origen a la porosidad - de fisuración y el total de huecos a la porosidad absoluta.

La importancia de la porosidad de fisuración radica en que se relaciona con la mayoría de las propiedades mecánicas de las rocas.

- a).- Porosidad absoluta.

La porosidad absoluta permite conocer la cantidad de poros y discontinuidades (total) sin importar su origen.

Este tipo de porosidad se determina a partir de la medición - del peso volumétrico de la muestra y de la densidad de sólidos. Este procedimiento, cuya precisión es del orden del 10%, arroja resultados variables, de acuerdo con el grado de conminución logrado en la roca.

b).- Porosidad de fisuración.

Para determinar la porosidad de fisuración se utiliza un porosímetro (Farran y Thenoz, 1965) que permite medir el volumen de aire que llena las grietas y poros matriciales interconectados. Fig. 2. 2.

La medición de la porosidad de fisuración se realiza de la siguiente manera:

Se coloca la muestra en el porosímetro. Estando la válvula (2) abierta, se eleva el depósito de mercurio (3) hasta que el mercurio llegue a un nivel (4) superior al de la válvula. Se cierra la válvula (2) y se baja el recipiente (3) con el objeto de crear un vacío. El vacío generado de esta forma provoca que el aire de la muestra salga de ella, puesto que la válvula (2) está cerrada, el aire queda atrapado. Una vez que la muestra soltó el aire, se sube el depósito (3) a su posición para comprimir el aire el cual se encuentra dilatado por el vacío. Realizando este paso, se procede a medir el volumen de aire con la ayuda de la graduación (5). El tiempo necesario mínimo recomendado para que la muestra suelte el aire es de 5 minutos.

En forma indirecta, Walsh (1965) evaluó la porosidad de fisuración  $n_o$  mediante la obtención del módulo de compresibilidad volumétrica de una muestra de roca sometida a presión hidrostática. En la fig. 2. 3. se presenta un diagrama de variación del volumen de la muestra en función de la presión aplicada  $\sigma$ . Para niveles reducidos de  $\sigma$ , las fisuras se cierran progresivamente hasta alcanzar el punto A. La recta AB representa el comporta---

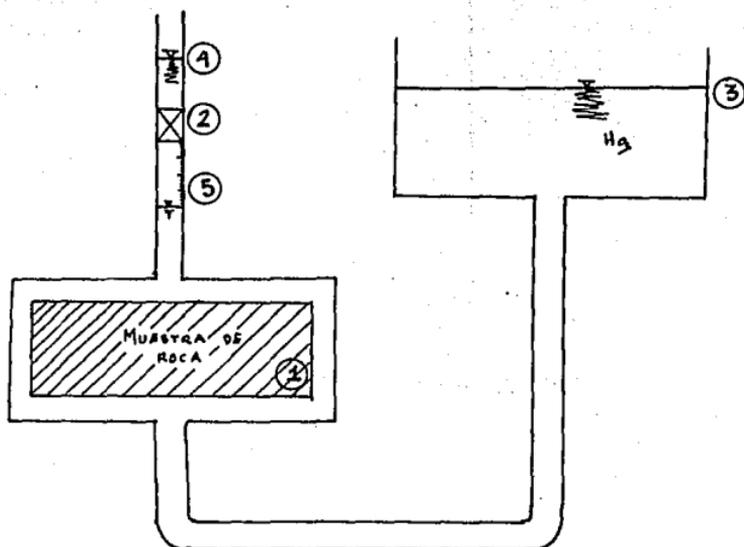


Fig. 2. 2.- Porosímetro (Parran y Thenoz, 1965).

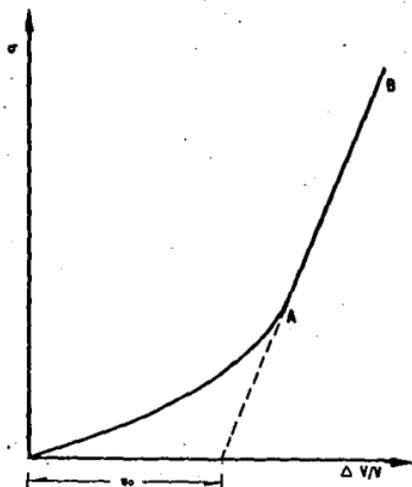


Fig. 2. 3.- Variación del volumen de la muestra en función de la presión hidrostática aplicada.

miento de la matriz no fisurada. En la misma gráfica se presenta la forma de valorar  $n_0$ .

La porosidad de fisuración está directamente ligada con la resistencia a la compresión simple de la roca y al módulo de deformabilidad inicial tangente (fig. 2. 4.). También se ha establecido una correlación experimental entre la velocidad de las ondas sísmicas longitudinales y transversales y la porosidad de fisuración (Morlier, 1969).

#### 2. 2. 1. 9.- Contenido de agua de la roca saturada.

Al aumentar el contenido de agua - de una muestra de roca, disminuye su resistencia a la compresión simple. Dicha reducción de resistencia puede ser notoria, ya sea por la disminución de los esfuerzos efectivos o por efecto de cambios estructurales, particularmente en aquellos materiales ligeramente cementados y que no han estado sometidos previamente a saturación.

La presencia de agua en las fisuras de las rocas provoca la reducción de la energía superficial de sus minerales, o sea, la cohesión de la roca disminuye por la simple presencia de agua en los poros; en consecuencia, al saturarse la muestra, su deformabilidad aumenta y su resistencia a la compresión simple disminuye. La reducción de resistencia puede ser notoria, como en el caso de una cuarcita en la que se varió el contenido de agua de 0.005% a 0.09% pasando del estado seco al saturado, la resistencia varió de 1900 a 900  $\text{kg/cm}^2$  (Golback y Wiid, 1965). Fig. 2.5.

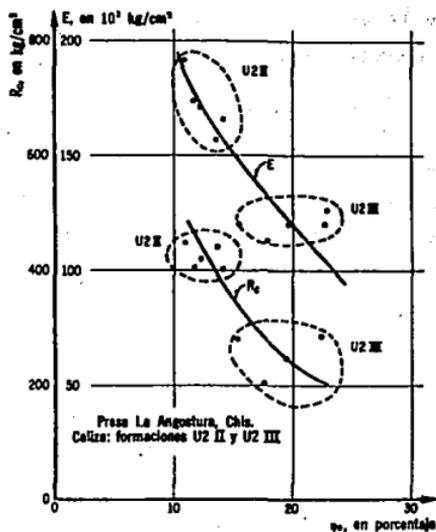


Fig. 2. 4.- Porosidad de fisuración  $n_0$  contra la resistencia a la compresión,  $R_c$ , y módulo de deformabilidad,  $E$ .

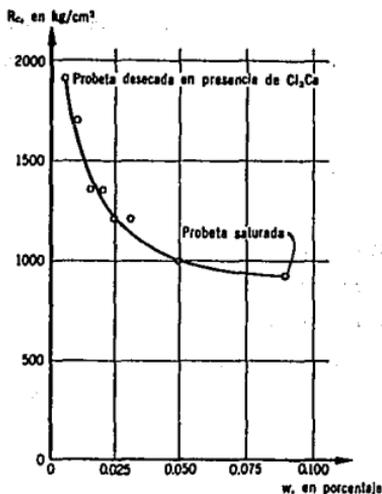


Fig. 2. 5.- Relación entre la resistencia a la compresión simple,  $R_c$ , y el contenido de agua,  $w$ , de una cuarcita (Colback y Wiid, 1965).

2. 2. 1. 10.- Alterabilidad y durabilidad. Grado de alteración.

La durabilidad de las rocas es una propiedad de fundamental importancia en todas las aplicaciones de las rocas.

Las rocas, al ser sometidas a la acción agresiva del ambiente sufren modificaciones en su estructura y composición mineralógica o, en otros términos, se alteran. En relación con este fenómeno, se estudian dos características de la roca: su alteración y su alterabilidad. El grado de alteración de una roca es un parámetro con el que se trata de definir el estado presente de la roca; la alterabilidad es la capacidad de una roca para alterarse en el futuro, bajo las condiciones ambientales reinantes en el sitio; por tanto la durabilidad es lo contrario de alterabilidad.

Una buena prueba índice es la prueba de alterabilidad-durabilidad de Franklin y Chandra (1972). El aparato consiste en un tambor de 140 mm de diámetro y 100 mm de longitud con una malla (2 mm) formando paredes cilíndricas.

Se colocan aproximadamente 500 gr de roca rota en 10 pedazos dentro del tambor; el tambor se pone a girar durante 10 minutos a 20 revoluciones por minuto (rpm) para dar a la roca un baño de agua. Después de estos 10 minutos de rotación a velocidad baja, se mide el porcentaje de roca retenida por la malla (% respecto al peso seco). Este porcentaje se reporta como índice de alterabilidad-durabilidad, Id.

Gamble (1971) propuso que se realizara un segundo ciclo también de 10 minutos después de secado el material.

Los valores del índice de alterabilidad y durabilidad, Id, de las pizarras y lutitas probadas por Gamble variaron de 0 al 100% en todos los casos. No es claro cual es la relación entre la durabilidad y la edad geológica, pero sí se sabe que la durabilidad crece linealmente con la densidad e inversamente con el contenido de agua natural. Basado en sus resultados, Gamble propone una clasificación según la durabilidad de la roca (Tabla 2. 1.).

Nombre del grupo	% retenido después del primer ciclo de 10 minutos (% con base en pesos secos).	% retenido después del 2o. ciclo de 10 minutos (% con base en pesos secos).
durabilidad muy alta	> 99	> 98
durabilidad alta	98 - 99	95 - 98
durabilidad medianamente alta	95 - 98	85 - 95
durabilidad mediana	85 - 95	60 - 85
durabilidad baja	60 - 85	30 - 60
durabilidad muy baja	< 60	< 30

TABLA 2. 1.

Cuando se altera una roca aumenta su porosidad. Las clasificaciones de las muestras provenientes de una formación rocosa dada, adoptando como criterios el grado de alteración o la porosidad,

dad serán, por tanto, idénticas. Sin embargo, resulta delicado - determinar en forma precisa la porosidad de una roca. Por esta - razón, tomando en cuenta la existencia de una relación entre esta magnitud y el peso de agua absorbida por la muestra previamente secada, al sumergirla (Krynine y Judd, 1957) se ha optado - (Hamrol, 1962) por definir el grado de alteración como:

$$i (\%) = \frac{P_2 - P_1}{P_1} \times 100 \quad (2.9)$$

donde:  $P_2$  peso de la muestra al finalizar la prueba de absorción.

$P_1$  peso de la muestra secada en horno a  $105^{\circ}\text{C}$ .

La prueba de absorción se realiza manteniendo la muestra sumergida en agua durante un lapso constante de hora y media.

El grado de alteración se relaciona con la resistencia y deformabilidad (propiedades mecánicas) de la roca: a mayor grado de alteración, menor resistencia y mayor deformabilidad del material.

Al estudiar la alterabilidad de una roca es necesario subrayar la importancia de su microfisuración. De hecho, las discontinuidades de la matriz rocosa juegan un papel muy importante en el proceso de alteración; las fisuras abiertas permiten el acceso del agua hacia la matriz rocosa, agua que actúa entonces sobre áreas importantes de los minerales. Sin fisuras, la alteración de la masa rocosa sería prácticamente nula; sin embargo, resulta difícil valorar la influencia de la fisuración sobre la alterabilidad de una roca, pues su importancia está condicionada -

por otro factor: la alterabilidad específica de los minerales en las condiciones ambientales del sitio; o sea que la alterabilidad de una roca es consecuencia de la fisuración y la alterabilidad específica de los minerales que la componen.

#### 2. 2. 1. 11.- Permeabilidad.

La permeabilidad de las rocas es considerada tanto como propiedad física como propiedad mecánica, por lo que su estudio se llevará a cabo cuando abordemos estas últimas propiedades.

#### 2. 2. 1. 12.- Sensitividad.

Relacionada con la permeabilidad de las rocas. El concepto de sensitividad de una muestra de roca se establece analizando la variación de su permeabilidad al agua en función del estado de esfuerzos aplicados (Bernaix, 1967).

Para tener un conocimiento más amplio sobre la permeabilidad y sensitividad de las rocas se recomienda ver el siguiente subcapítulo (2. 2. 2.).

#### 2. 2. 1. 13.- Otras propiedades físicas o índice de las rocas.

Algunas otras propiedades físicas de las rocas que se deben tomar en cuenta para lograr un diseño seguro y económico de cualquier obra de ingeniería que se construya en estas, son las siguientes:

1. Peso volumétrico.
2. Angulo de fricción interna,  $\beta$ .
3. Cohesión, C.
4. Resistencia al impacto.
5. Resistencia al intemperismo.
6. Creep.
7. Dilatación.
8. Propiedades térmicas (conductividad, capacidad calorífica).
9. Propiedades eléctricas.
10. Otras importantes que serán consideradas como propiedades mecánicas.

## 2. 2. 2.- Propiedades mecánicas.

Las masas de roca están constituidas por bloques de forma irregular cuyas propiedades varían no sólo de una clase de roca a otra, sino también de un punto a otro dentro de una masa del mismo tipo. Frecuentemente un macizo rocoso está formado por rocas de distinto origen geológico, con diferentes condiciones de fragmentación, grado de alteración variable y, a menudo, interrumpido por fallas tectónicas o cavernas. Además, los constantes movimientos de la corteza terrestre introducen estados de esfuerzos naturales muy variables en magnitud, dirección y sentido; tales esfuerzos influyen considerablemente en las propiedades mecánicas de las rocas. En suma, al utilizar las leyes de la mecánica para investigar el comportamiento de una masa de roca, el ingeniero debe ser conciente de que está tratando con un medio discontinuo, heterogéneo y anisótropo, cuyas características naturales no puede controlar a voluntad y debe estu-

diarlas en cada caso particular, a fin de conocer los límites de validez de la aplicación de las teorías.

Las propiedades mecánicas de las rocas que interesan al ingeniero civil son las siguientes:

Dureza.  
Durabilidad.  
Permeabilidad.  
Elasticidad.  
Plasticidad.  
Deformabilidad.  
Resistencia.  
Estado natural de esfuerzos.  
Fragmentación natural.  
Tenacidad.

Particularmente, estas propiedades mecánicas de las rocas están regidas por:

- los minerales que forman la roca.
- la estratigrafía in situ de la roca.
- los defectos de la roca (discontinuidades).
- la metodología del muestreo.

La resistencia y la deformabilidad de un macizo rocoso son propiedades mecánicas que dependen, por una parte, de la resistencia y compresibilidad del material pétreo que constituye a los bloques del macizo y, por la otra, del grado de fragmentación de éste.

### 2. 2. 2. 1.- Fragmentación natural.

Todo macizo rocoso natural se encuentra dividido en bloques irregulares como consecuencia de la producción de fisuras originadas por esfuerzos tectónicos o por planos de estratificación, como ocurre en las rocas sedimentarias y metamórficas, o bien por enfriamiento de las masas de rocas ígneas. El comportamiento de un macizo rocoso puede estar influenciado de manera importante por la orientación de los planos de fisura que en ocasiones tienen direcciones preferentes y en otras, por el contrario, pueden presentarse completamente al azar. La separación entre las fisuras permite dar idea del tamaño de los bloques, de la abertura de las fisuras y del tipo de material que las rellena, si es que existe. El fisuramiento es característico de la fragmentación natural que debe conocerse con detalle para prever el funcionamiento del macizo en cualquier obra de ingeniería.

### 2. 2. 2. 2.- Dureza.

Jumikis (1979) considera que la dureza de las rocas es una propiedad mecánica ya que afecta en forma notoria la resistencia de las rocas.

Mohs propone una tabla de durezas de minerales, la cual es utilizada en rocas como criterio de resistencia. Price, basándose en resultados experimentales, demostró que la resistencia de las rocas crece considerablemente al aumentar el contenido de cuarzo. (Ver el capítulo 1, subtema 1. 4. 5.).

### 2. 2. 2. 3.- Durabilidad.

La durabilidad de las rocas es un término relativo. Esta propiedad depende sobre todo de la naturaleza de la roca, del medio ambiente (clima, temperatura, agentes químicos, etc.), de la porosidad, de la estructura geológica de la roca, de la cantidad de roca expuesta a la acción del intemperismo y de otros factores también importantes.

Según el National Bureau of Stander (USA) la vida estimada de las rocas para fines de construcción es:

arenisca de Ohio	1 año a muchos siglos
limonita	20 a 40 años
mármol de grano grueso	40 años
mármol de grano fino	50 a 200 años
gneiss	50 años a muchos siglos
granito	75 a 200 años

Así pues, es necesario investigar mediante análisis petrográficos y otros estudios la resistencia de las rocas al intemperismo y acción de agentes químicos agresivos.

### 2. 2. 2. 4.- Permeabilidad.

La permeabilidad de un macizo rocoso es función de la fragmentación y de la abertura de las fisuras, de la presión de agua y del estado de esfuerzos en la roca.

La mayoría de las rocas contienen agua naturalmente y, si -

existe un gradiente hidráulico, esta agua está en movimiento a través de las fallas, grietas y poros de la roca.

En la mayoría de los problemas prácticos es necesario conocer la permeabilidad de las rocas; por ejemplo en problemas de extracción de agua, petróleo, gas, etc., en la predicción de filtraciones durante la construcción u operación de un túnel o de una excavación subterránea como en el caso de una casa de máquinas.

Es importante señalar que la permeabilidad de una masa de roca puede ser muy diferente de la permeabilidad medida en un espécimen de roca en el laboratorio. Esto se debe a la presencia de discontinuidades que pueden modificar radicalmente los valores de la permeabilidad medida en campo y la medida en laboratorio. Es posible y recomendable efectuar pruebas de permeabilidad en el campo con el objeto de conocer este parámetro en el lugar.

En la mayoría de las aplicaciones de ingeniería, la permeabilidad por las fisuras de las rocas obedece a la ley de Darcy;

$$q_x = k \frac{dh}{dx} A = kiA \quad (2.10)$$

donde:  $q_x$  = gasto en dirección  $x$  (dirección del flujo)  $L^3 T^{-1}$ .  
 $k$  = coeficiente de permeabilidad ( $L T^{-1}$ ).  
 $h$  = carga hidráulica (l).  
 $A$  = área de la sección transversal normal a  $x$  ( $L^2$ ).  
 $i$  = gradiente hidráulico del flujo, medido con la siguiente expresión:

$$i = \frac{h_1 - h_2}{L} \quad (2. 11)$$

La prueba de permeabilidad se efectúa con agua a una temperatura cercana a los 20°C. Cuando la temperatura difiere mucho de 20°C o bien cuando se utilizan otros fluidos, la ley de Darcy se utiliza como:

$$q_x = \frac{k}{\mu} \frac{dp}{dx} A \quad (2. 12)$$

donde:  $p$  = presión en el fluido (igual a  $h$ ) ( $F L^{-2}$ ).  
 $\mu$  = viscosidad del fluido ( $F L^{-2} T$ ).

Cuando la ley de Darcy se utiliza de esta forma, el coeficiente de permeabilidad es independiente de las propiedades del fluido y sus unidades son entonces de área ( $L^2$ ).

Los estudios experimentales confirmaron la validez de esa ley para los materiales porosos con la permeabilidad de  $10^{-10}$  a  $10^{-3}$  cm/seg. Probablemente se puede observar algunas desviaciones de la ley de Darcy cuando las grietas o fallas son bastante anchas y las velocidades de flujo suficiente altas para crear un flujo turbulento.

Vamos a considerar el flujo de agua por las fisuras y grietas cuando el volumen de éstas no varía en tiempo ó, en otras palabras, cuando no se cambia el estado de esfuerzos en el macizo rocoso.

En este caso, la cantidad de agua que entra a un volumen de un cuerpo poroso debe ser igual a la cantidad del agua que sale

del mismo volumen en el mismo instante de tiempo.

## 2. 2. 2. 5.- Elasticidad.

Todo material sólido se deforma bajo la acción de una carga o un esfuerzo. Existe un tipo de deformación para cada tipo de esfuerzo. Si el esfuerzo no es grande, el material deformado recobrará su estado natural, forma y tamaño al remover las cargas externas. La propiedad de recobrar la forma y tamaño se llama "Elasticidad". Si el material recobra completamente su estado inicial después de cargarlo-descargarlo se dice que es perfectamente elástico.

Para conocer las deformaciones de la roca bajo un sistema de cargas es necesario evaluar el módulo de elasticidad, E. En cada caso es necesario determinar el valor numérico de E. Para una misma roca se tienen diferentes módulos dependiendo de la región geológica, de la formación geológica de la roca y de otros factores que se verán más adelante.

El módulo de elasticidad, E, depende también del tipo de roca, de la porosidad, del tamaño de sus partículas y del contenido de agua.

El efecto de anisotropía de las rocas provoca que E sea mayor cuando se determina en sentido perpendicular a la estratificación o fisuración que cuando se determina en sentido paralelo. El módulo de elasticidad puede aumentarse considerablemente mediante inyección de lechadas.

Tanto el módulo de elasticidad, E, como la relación de Poisson,  $\nu$ , se determinan por medio de:

- a) Pruebas estáticas,
- b) Pruebas dinámicas;

en las que se mide la velocidad de transmisión de ondas cortantes, S, y en base a ellas es posible calcular  $\nu$ .

En la tabla 2. 2. se presentan valores del módulo de elasticidad y de la relación de Poisson.

La variación de los valores de E puede atribuirse parcialmente a la no-homogeneidad, a la anisotropía y también en parte a la metodología empleada en la prueba de la roca.

Por lo tanto, la relación entre una tensión lineal,  $\sigma$ , y la deformación lineal,  $\epsilon$ , es la constante llamada Módulo de Young o Módulo de deformabilidad:

$$\frac{\sigma}{\epsilon} = E \quad (\text{gr. cm}^{-2}) \quad (2. 13)$$

La relación de Poisson se define como la relación entre la deformación lateral y la deformación longitudinal:

$$\nu = \frac{\epsilon_x}{\epsilon_z} = \frac{1}{\mu} \quad (2. 14)$$

donde  $\mu$  se conoce como número de Poisson.

Una relación  $\nu = 0.5$  significa que el material es incompres-

TABLA 2. 2.- Constantes de elasticidad, E, y relación de Poisson,  $\nu$ , de algunas rocas.

ROCAS	"E" Módulo de elasticidad o Módulo de Young.		Relación de Poisson $\nu$  Valores medios
	$\frac{\text{kg/cm}^2}{\text{Multiplicar por } 10^5}$	$\frac{\text{N/m}^2}{\text{Multiplicar por } 10^{10}}$	
<b>IGNEAS</b>			
Basalto	2.0 - 10.0	1.96 - 9.81	0.14 - 0.25
		4.85 - 11.15	0.22 - 0.25
		2.94 - 8.88	0.125- 0.25
Diabasa	3.0 - 9.0		0.333
		2.20 - 11.40	0.103- 0.184
		8.00 - 10.75	
Gabro	6.0 - 11.0	5.88 - 10.78	0.125- 0.25
Granito	2.6 - 7.0	5.84 - 8.71	0.154- 0.48
		2.55 - 6.86	0.125- 0.25
			0.155- 0.338
Sienita	6.0 - 8.0	2.13 - 7.05	0.150- 0.240
		5.88 - 7.85	0.25
		6.29 - 8.63	0.17 - 0.139
			0.15 - 0.34

SEDIMENTARIAS

Dolomita	2.0 - 8.4	1.96 - 8.24	0.08 - 0.20
		7.10 - 9.30	0.08 - 0.20
Caliza	1.0 - 8.0	0.98 - 7.85	0.32 - 0.37
			0.10 - 0.20
			0.16 - 0.23
Arenisca	0.5 - 8.6	0.80 - 2.10	0.33
			0.14 - 0.30
			0.49 - 8.43
			0.066 - 0.125
			0.230 - 0.300
Lutita	0.8 - 3.0	0.78 - 2.94	0.17
			0.07
			0.62
			0.11 - 0.54
			0.98 - 2.35
Arenisca	4.5 - 5.2	4.41 - 5.10	0.10
			0.23 - 0.30
			0.04 - 0.12
			0.21 - 0.24

---

METAMORFICAS

Gneis	2.0 - 6.0	1.96 - 5.88	0.091 - 0.25
		2.45 - 5.88	0.11
		1.42 - 7.00	0.03 - 0.15
			0.09 - 0.20
			6.0 - 9.0
		5.88 - 8.83	0.25 - 0.38
			8.50
			0.25
			4.93 - 8.70
		2.80 - 10.00	0.16 - 0.27
			0.11 - 0.20

Cuarcita	2.6 - 10.2	2.55 - 8.70	0.23
		2.80 - 8.70	0.11 - 0.20
		9.75	0.15
Esquisto	4.1 - 7.2	4.0 - 7.05	0.01 - 0.20
			0.08 - 0.20

---

ble, es decir, se deforma sin cambio de volumen.

En las rocas la relación de Poisson varía de acuerdo al tipo de deformación, y su valor es relativamente pequeño. En rocas duras y sanas dicha relación tiene un valor del orden de 0.15 (dentro del dominio elástico).

El valor de la relación de Poisson crece cerca de la falla de la roca a 0.30 aproximadamente, y bajo condiciones de deformación constante esta relación vale 0.5.

#### 2. 2. 2. 6.- Plasticidad.

La plasticidad de un material sólido es la propiedad de deformarse continua y permanentemente; esto es, la propiedad de cambiar de forma sin que se presente la ruptura bajo la acción de un esfuerzo que excede del límite de fluencia del material.

Así pues, la plasticidad de un material está caracterizada por la existencia de un punto de cedencia o fluencia por encima del cual aparecen deformaciones permanentes. En el estado plástico, las deformaciones permanentes pueden ocurrir sin fractura. El término "fractura" implica la aparición de dos superficies de separación en el material.

En ingeniería, la falla de un material no implica su rotura o fracture. Se acepta que un material no implica su ruptura o fractura sino que falló cuando sus deformaciones son muy grandes aun que no se "rompa".

El fenómeno en el que la deformación crece a esfuerzo constante se le conoce como flujo plástico. Las temperaturas elevadas y las presiones altas contribuyen a las deformaciones plásticas de las rocas.

En muchas ramas de la ciencia y de la ingeniería, entre las que se encuentran la Mecánica de Rocas y la Mecánica de Suelos, se están realizando investigaciones sobre plasticidad. Los estudios sobre plasticidad en rocas y en suelos, han planteado lo que conocemos como superficies de deslizamiento o desplazamiento. Estas superficies de deslizamiento son curvas y están representadas por una espiral logarítmica equilátera:

$$r = r_0 \cdot e^{+w \tan \phi} \quad (2.15)$$

donde:  $r$  = radio vector, en general.

$r_0$  = radio vector inicial.

$e$  = base de logaritmos naturales.

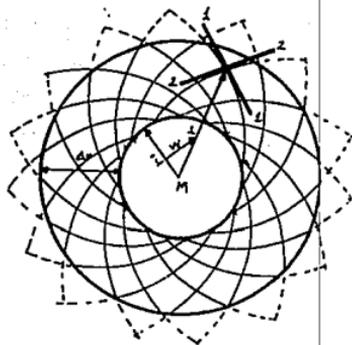
$w$  = amplitud (ángulo entre  $r_0$  = constante y la variable  $r$ ).

$\phi$  = ángulo de fricción interna de la roca o suelo.

$\tan \phi$  = coeficiente de fricción.

$r$  y  $w$  son coordenadas polares.

La ecuación anterior representa a dos familias de curvas ortogonales entre sí (espirales logarítmicas equiláteras). Véase la fig. 2. 6.



**Fig. 2. 6.- Sistema de espirales logarítmicas equiláteras, donde  $r$  es el espesor de la zona plastificada.**

### 2. 2. 2. 7.- Deformabilidad.

La deformabilidad de una masa rocosa surcada por micro y macro discontinuidades varía con el volumen de material probado. En esas condiciones resulta impropio utilizar el valor del módulo de deformación determinado en el laboratorio; por tanto, los estudios de laboratorio se han utilizado fundamentalmente para ahondar en el comportamiento básico de las rocas, consideradas como medios discontinuos, utilizando un enfoque estadístico.

A fin de introducir en el diseño un valor realista de la deformabilidad de la masa rocosa afectada, se requiere realizar pruebas de campo estáticas y dinámicas.

### 2. 2. 2. 8.- La resistencia de las rocas.

La capacidad de una roca para soportar la acción de fuerzas externas se llama resistencia. En ingeniería es usual dar el valor de resistencia como la carga por unidad de área necesaria para inducir la ruptura.

En la Mecánica de rocas aplicada, el término resistencia es relativo. Es necesario especificar perfectamente el tamaño del espécimen probado; el tipo, intensidad y duración de la carga; la magnitud de la presión confinante; la temperatura; la presión de poro; las condiciones de la prueba, como grado de saturación y el criterio de falla adoptado.

En lo que sigue, expondremos los diferentes tipos de resisten

cia que presentan las rocas.

Antes mencionaremos que tanto la resistencia como la deformabilidad de una roca varían de un punto a otro dentro de una masa del mismo tipo de roca.

Citaremos también que los ensayos de resistencia de la roca - que se efectúan en el laboratorio se hacen con dos clases de especímenes:

- Especímenes cilíndricos obtenidos de núcleos de barrenación con diamante, cortados y cabeceados según planos perpendiculares a generatrices, y
- Especímenes cúbicos o prismáticos cortados y labrados de bloques de roca.

a).- Resistencia a la compresión.

Esta es una de las principales características de cualquier material para un ingeniero. Para la mayoría de los materiales artificiales la resistencia a la compresión es una característica que en ciertos límites puede considerarse como constante en la mayoría de los casos. En las rocas, al no ser materiales artificiales, la resistencia a la compresión varía en general dentro de unos límites bastante amplios.

Las pruebas de resistencia a la compresión pueden ser:

- 1.- Simple o no confinada o uniaxial.
- 2.- Resistencia a la compresión triaxial (confinada).

Aquí son presentados los valores de la resistencia a la compresión simple de algunas rocas.

TIPO DE ROCA	RESISTENCIA (kg/cm <sup>2</sup> )
Granito	370 - 3 790
Basalto	1 300 - 3 500
Toba	35 - 520
Gneis	810 - 3 270
Esquisto de Biotita	80 - 1 200
Galiza	60 - 3 600
Arenisca	110 - 2 520
Concreto	200 - 500

¿ Es casual la variación de la resistencia de una roca o se puede predecir con una seguridad requerida ?. Esta es la pregunta más importante para un ingeniero.

Para discutir este asunto hay que precisar primero que al hablar de la resistencia de una roca se debe pensar en la resistencia de los especímenes del mismo tamaño y de la misma roca.

Efecto de escala.

Al aumentar el tamaño de una probeta se aumenta la probabilidad de falla ocasional por la presencia de una discontinuidad o una grieta inicial en el cuerpo de la misma.

Los estudios muestran que con agrandamiento de los especímenes se disminuye la resistencia de los mismos (fig. 2. 7.).

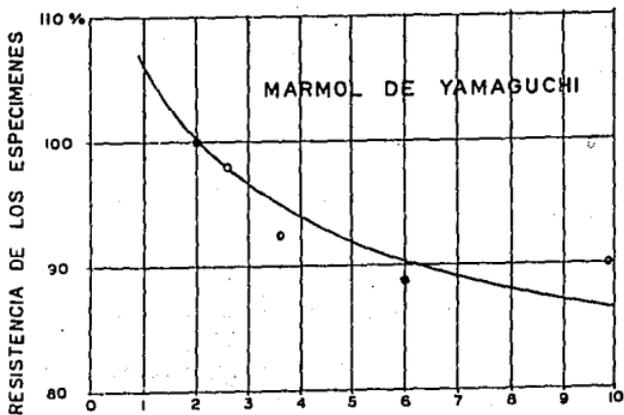
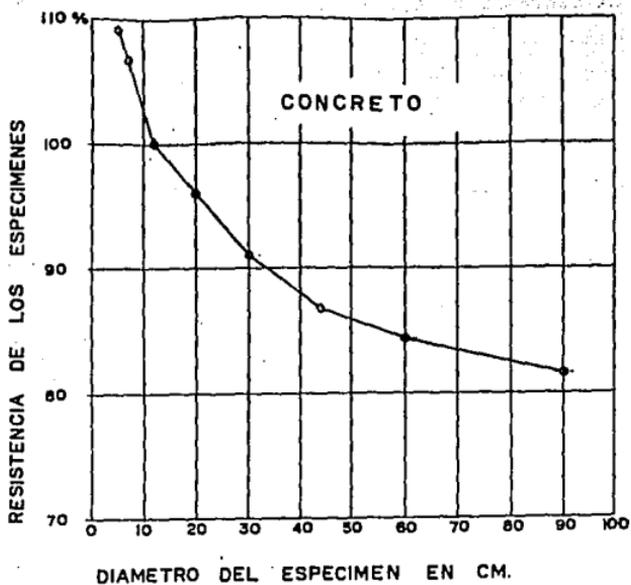


Fig. 2. 7.- Efecto de escala en la resistencia de los especímenes.

Para expresar el efecto de escala se ha propuesto la ecuación siguiente:

$$R = K L^{-n} \quad (2. 16)$$

donde:  $L$  = La medida geométrica característica del espécimen, por ejemplo su diámetro.

$R$  = La resistencia de los especímenes del tamaño  $L$ .

$K$  = El coeficiente constante para cada tipo de roca.

$n$  = El exponente que generalmente está en los límites de 0.10 a 0.50.

Dispersión de los resultados.

Probando una gran cantidad "n" de los especímenes de una roca se puede encontrar una amplia dispersión de los resultados. - En la fig. 2. 8. está presentado un histograma característico de la dispersión de resultados de una prueba. Para identificar el carácter de la dispersión de los resultados se usan los parámetros siguientes:

- El valor promedio aritmético del conjunto de resistencias obtenidas,

$$R_o = \frac{1}{n} \sum_i^n R_i \quad (2. 17)$$

- El valor medio cuadrático de las variaciones obtenidas en el grupo de pruebas,

$$r = \sqrt{\frac{\sum (R_i - R_o)^2}{n}} \quad (2. 18)$$

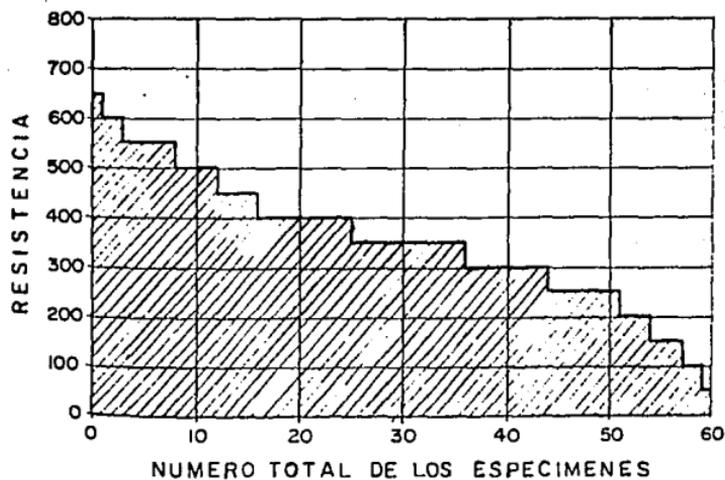
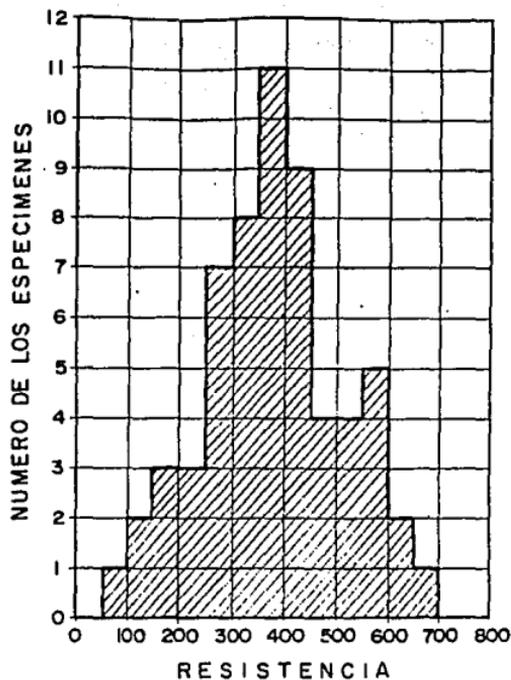


Fig. 2. 8.

- El coeficiente de variación,

$$Cv = \frac{r}{R_o} = \sqrt{\frac{\sum (K-1)^2}{n}} \quad (2. 19)$$

donde  $K = \frac{R_i}{R_o}$ , es un coeficiente de módulo.

b).- Resistencia a la tensión.

Siempre es muy difícil hablar de la resistencia a la tensión debido a que el material rocoso como regla general está fracturado y agrietado o, por lo menos, contiene microfisuras que a veces hacen imposible probar los especímenes a la tensión axial. Primero, casi la mitad de los especímenes se rompen en las manos antes de la prueba, y en la otra mitad de los especímenes la influencia de las grietas existentes es tan grande que es muy difícil decidir cuál parte de la sección transversal del espécimen participaba en la prueba.

c).- Resistencia al cortante.

La resistencia al cortante es una de las principales características de las rocas; siempre es más importante saber ésta resistencia que las resistencias a la compresión y a la tensión.

El sistema de diaclasas, zonas milonitizadas y fallas de un macizo rocoso reduce la resistencia al corte efectiva a un valor muy inferior al de la sustancia rocosa, al menos en direcciones paralelas a esas discontinuidades. La resistencia al corte de una roca in situ resulta por tanto muy anisótropa. Cuando las direcciones de carga son tales que las superficies potenciales de

rotura deben atravesar las fracturas estructurales, la resistencia al corte será próxima a la de la sustancia rocosa. Cuando la dirección de carga sea paralela o subparalela a las singularidades estructurales, la resistencia al corte vendrá regida por la superficie de discontinuidad, siendo en general mucho menor. Por lo tanto, es muy importante saber la resistencia al corte sobre los planos de esas grietas o fallas para poder predecir deslizamientos del macizo rocoso o, mejor dicho, para analizar su estabilidad.

#### 2. 2. 2. 9.- Factores que afectan a las propiedades mecánicas de las rocas.

Las propiedades mecánicas de las rocas se ven afectadas por factores como:

1. Tipo de roca.
2. Medio ambiente.
3. Esfuerzos iniciales en las partículas minerales individuales.
4. Resistencia del cementante intergranular.
5. Orientación de granos y cristales respecto a las cargas y deformaciones laterales y/o desplazamientos (esta condición es particularmente importante en pizarras y rocas laminares).
6. Defectos de la roca como: juntas, fracturas, fisuras, vacíos, poros de todo tipo, etc.
7. Grado de saturación (agua).
8. Dureza y resistencia de las partículas de roca.
9. Elasticidad de la roca.

10. Plasticidad.
11. Esfuerzos iniciales in situ.
12. Método de prueba.

## 2. 3.- ESTADO NATURAL DE ESFUERZOS EN LA MASA ROCOSA.

El estado natural de esfuerzos en la masa rocosa es también una propiedad mecánica, sólo que lo analizaremos como un tema independiente para tener un conocimiento más detallado de él.

Es importante conocer la magnitud, dirección y sentido de los esfuerzos que existen en el interior de una masa de roca, porque las propiedades de resistencia y deformabilidad dependen del nivel de esfuerzos a que los bloques se encuentran sometidos.

Numerosas determinaciones del estado de esfuerzos tectónicos efectuadas en sitios muy diferentes (Hast, 1958; Alberro, 1970) muestran que los esfuerzos horizontales son a menudo diferentes de los correspondientes al peso propio de la masa. La existencia de fallas transversas así como la generación de temblores en ciertas zonas de la corteza terrestre apoyan la anterior afirmación.

Se puede esperar un comportamiento frágil de una roca a niveles de esfuerzos naturales muy pequeños, mientras que la misma roca puede mostrar un comportamiento plástico a niveles de esfuerzos del orden de  $1\ 000\text{ kg/cm}^2$ .

### 2. 3. 1.- Hipótesis desarrolladas.

La primera hipótesis sobre la distribución de los esfuerzos dentro de una masa rocosa fué hecha por Heim en 1878. Este autor propuso la teoría de la presión hidrostática dentro de la roca:

$$\sigma_h = \sigma_v = \gamma h \quad (2. 20)$$

donde  $\sigma_v$  y  $\sigma_h$  son los esfuerzos verticales y horizontales,  $\gamma$  el peso volumétrico de la roca y  $h$  la profundidad. La práctica de las construcciones subterráneas no confirmó esta idea.

La suposición más lógica fue la que afirmaba que la distribución de los esfuerzos en la roca debe seguir las leyes de la teoría de la elasticidad:

$$\sigma_h = \frac{\nu}{1-\nu} \sigma_v = N \sigma_v \quad (2. 21)$$

donde  $\nu$  = relación de Poisson.

Sin embargo, los materiales rocosos no son completamente elásticos y sus características de deformabilidad dependen considerablemente del estado de esfuerzos y de sus valores como ya se había dicho anteriormente.

Entonces, en general se puede pensar que los esfuerzos horizontales son:

$$\sigma_h = N \sigma_v \quad (2. 22)$$

donde N es un coeficiente cuyo valor puede variarse en un amplio rango debido a las condiciones geológicas, profundidad y estado de esfuerzos. Esta hipótesis cubre las dos antes mencionadas.

Es conveniente agregar que los esfuerzos existentes en un punto del interior de una masa de roca no sólo dependen del peso - del material que se encuentra sobre ese punto, sino también son función de los movimientos tectónicos que han actuado en el pasado sobre él.

### 2. 3. 2.- Pruebas utilizadas para determinar el estado natural de esfuerzos de una masa rocosa.

El estado natural o inicial de esfuerzos en una masa rocosa es de importancia fundamental en el diseño y construcción de obras que utilizan la roca in situ como parte integral de la estructura.

Son tres los métodos (pruebas) propuestos para medir el estado natural de esfuerzos: el de relajación de esfuerzos, el del gato plano y el de fracturamiento hidráulico

#### 2. 3. 2. 1.- Método de relajación de esfuerzos.

Estas mediciones se realizan dentro del macizo rocoso a cierta distancia de las paredes de la galería. Por ello, últimamente se han estimado como más representativas ya que al estar alejadas de la zona de influencia de la excavación se realizan sobre roca prácticamente inalterada.

Todos los métodos requieren el conocimiento de las propiedades elásticas de la roca, determinadas mediante pruebas in situ o mediante pruebas de laboratorio sobre los corazones extraídos durante las mediciones.

El método de relajación de esfuerzos se utiliza con tres variantes, que son las siguientes:

- a).- relajación de esfuerzos en la superficie de una excavación (Serafim, 1962; Alberro, 1970),
- b).- relajación de esfuerzos en el contorno de un sondeo mediante el registro de deformaciones (Merril, 1964),
- c).- relajación de esfuerzos en el contorno de un sondeo en el cual se ha instalado un medidor de esfuerzos (Coutinho, 1949; Wilson; Hast, 1958; Roberts, 1966).

- a).- Relajación de esfuerzos en la superficie de una excavación.

Este método consiste en determinar las deformaciones diametrales de un barreno cuando se alivian los esfuerzos actuantes sobrebarrenando a un diámetro mayor. A partir de la Teoría de la Elasticidad, es posible conocer el estado de esfuerzos a que estaba sujeto.

Las siguientes son algunas hipótesis y consideraciones asociadas con este método:

- 1.- El cambio en el estado de esfuerzos cuando se alivia por medio de la sobrebarrenación es igual y de signo

contrario al esfuerzo que actúa.

- 2.- Los valores del módulo de elasticidad y de la relación de Poisson determinados en el laboratorio son iguales - a los valores de la roca in situ.

En realidad, sabemos que esta última hipótesis no se cumple, ya que los valores obtenidos en el laboratorio difieren de los valores que se encuentran en campo; para efecto de esta prueba dichos valores los consideramos iguales. Esta consideración puede interpretarse como un punto débil de este método.

- 3.- Las relaciones entre los esfuerzos, deformaciones unitarias y desplazamientos en puntos de la masa rocosa son idénticos a los de un medio homogéneo, isotrópico y elástico, sujeto en la mayoría de los casos a estados planos de esfuerzo o deformación.

En este método se colocan alrededor de un punto, en la pared de una galería, tres medidores de desplazamientos según direcciones radiales a  $60^{\circ}$ . Posteriormente, se recorta en forma concéntrica esta zona para producir un alivio de los esfuerzos actuantes en la superficie instrumentada. Se registran las deformaciones longitudinales así inducidas  $\epsilon_a$ ,  $\epsilon_b$  y  $\epsilon_c$  en las direcciones correspondientes. Se construye el círculo de Mohr de las deformaciones (fig. 2. 9.) y se calculan los esfuerzos principales actuantes en la superficie instrumentada, a partir de las deformaciones principales  $\epsilon_1$  y  $\epsilon_2$ , mediante las ecuaciones:

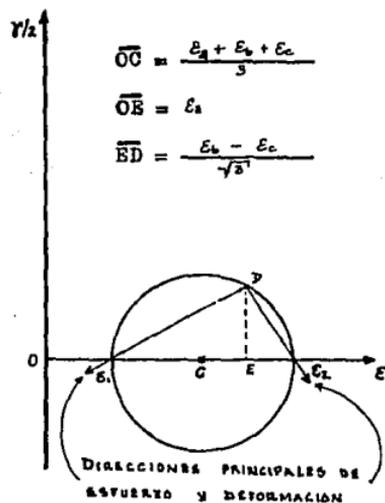


Fig. 2. 9.- Círculo de Mohr de las deformaciones. Prueba de alivio de esfuerzos (Relajación de esfuerzos en la superficie de una excavación).

$$\sigma_1 = \frac{E}{1-\nu^2} (\epsilon_1 + \nu \epsilon_2) \quad (2. 23)$$

$$\sigma_2 = \frac{E}{1-\nu^2} (\epsilon_2 + \nu \epsilon_1) \quad (2. 24)$$

siendo  $E$  y  $\nu$  el módulo de Young y la relación de Poisson de la roca, respectivamente.

Este método adolece de varios defectos; uno es que los esfuerzos principales así determinados no son los esfuerzos tectónicos, pues la presencia de la galería modifica la distribución de esfuerzos en su contorno.

b).- Relajación de esfuerzos en el contorno de un sondeo mediante el registro de deformaciones.

Este método se propuso con el objeto de alejarse de la zona de perturbaciones en el estado de esfuerzos, inducida por la presencia de la galería, del método anterior. Con este nuevo método es posible efectuar mediciones hasta 6 m de profundidad. La perforación central de 1 1/2 plg de diámetro (fig. 2. 10.) - permite introducir el medidor de deformaciones que consta de tres extensómetros diametrales localizados en una misma sección transversal (fig. 2. 11.). Al efectuar el barrenado concéntrico al anterior, de 6 plg de diámetro, el núcleo de roca queda aliviado de los esfuerzos preexistentes y se miden las deformaciones  $\epsilon_a$ ,  $\epsilon_b$  y  $\epsilon_c$ , según tres diámetros. Suponiendo que el eje del sondeo coincide con la dirección del esfuerzo principal  $\sigma_3$ , pueden determinarse las magnitudes y direcciones de los esfuerzos principales  $\sigma_1$  y  $\sigma_2$  que actúan en un plano normal al eje del sondeo, mediante las ecuaciones:

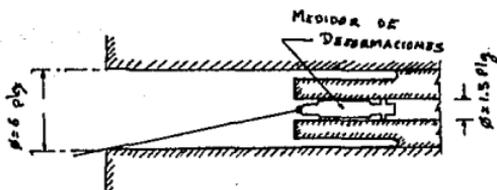


Fig. 2. 10.- Sección longitudinal del sondeo en que se efectúa el alivio de esfuerzos (Relajación de esfuerzos en el contorno de un sondeo mediante el registro de deformaciones. Método b).

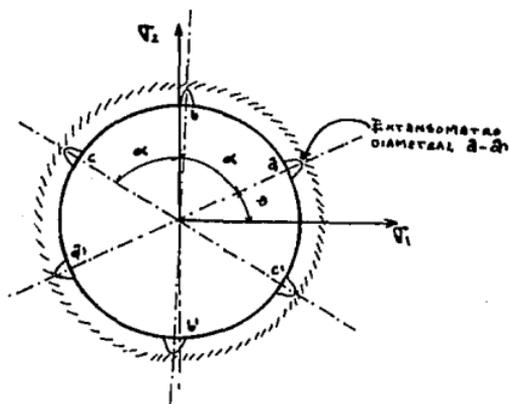


Fig. 2. 11.- Sección transversal del medidor de deformaciones. Método b) de alivio de esfuerzos.

$$\mathcal{E}_a = \frac{1}{E} \left[ (\sigma_1 + \sigma_2) + 2(\sigma_1 - \sigma_2)(1 - \nu^2) \times \cos 2\theta - \nu \sigma_3 \right] \quad (2. 25)$$

$$\mathcal{E}_b = \frac{1}{E} \left[ (\sigma_1 + \sigma_2) + 2(\sigma_1 - \sigma_2)(1 - \nu^2) \times \cos 2(\theta + \alpha) - \nu \sigma_3 \right] \quad (2. 26)$$

$$\mathcal{E}_c = \frac{1}{E} \left[ (\sigma_1 + \sigma_2) + 2(\sigma_1 - \sigma_2)(1 - \nu^2) \times \cos 2(\theta + 2\alpha) - \nu \sigma_3 \right] \quad (2. 27)$$

donde:  $E$  = módulo de Young de la roca.

$\nu$  = relación de Poisson.

$\theta$  = ángulo que forma el eje de medición a-a' con la dirección del esfuerzo principal mayor  $\sigma_1$ .

$\alpha$  = ángulo formado por la dirección b-b' con la dirección a-a'.

Los valores de  $\sigma_1$ ,  $\sigma_2$  y  $\theta$  así determinados se expresan en función de  $\sigma_3$ . Al efectuar tres mediciones semejantes a lo largo de tres sondeos inclinados entre sí, es posible determinar la magnitud y orientación de los tres esfuerzos principales (Jaeger y Cook, 1969). El punto débil de este método reside en la necesidad de utilizar los valores de  $E$  y  $\nu$  para calcular los esfuerzos principales y, como el método a), el empleo de los valores de  $E$  y  $\nu$  determinados en pruebas de laboratorio son muy discutibles.

c).- Relajación de esfuerzos en el contorno de un sondeo en el cual se ha instalado un medidor de esfuerzos.

Este método consiste en introducir en el sondeo un medidor de esfuerzos de gran rigidez en vez del de desplazamientos de muy baja rigidez usado en el método b).

Existen diferentes técnicas desarrolladas en este método para medir los esfuerzos naturales en una masa rocosa.

En 1949, A. Coutinho propuso un método de determinación de los esfuerzos en la roca sin saber las características elásticas de la misma, usando aparatos-"tapones" de alto módulo, metidos dentro de la perforación en la roca. Fue demostrado que si el módulo del "tapón" (extensómetro) es dos veces mayor que el módulo de la roca, los esfuerzos registrados por el extensómetro prácticamente no dependen del módulo de elasticidad de la roca.

Basándose en este efecto, A. Wilson efectuó los estudios de los extensómetros de alto módulo y propuso el extensómetro presente en la fig. 2. 12.

Estos extensómetros se fabrican de dos semicilindros de latón ( $E = 960\ 000\ \text{kg/cm}^2$ ), fijados dentro de los extensómetros eléctricos. Los extensómetros "tapones" se introducen en la perforación hecha en la roca, pegándolos con resina epoxy.

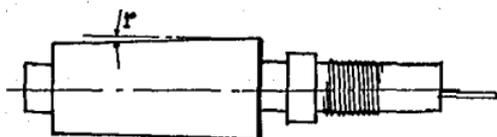
Los esfuerzos medidos por los extensómetros eléctricos son:

$$f_x = 0.625 \sigma_x \quad (2.28)$$

$$f_y = 0.625 \sigma_y \quad (2.29)$$

donde:  $\sigma_x$  y  $\sigma_y$  son esfuerzos en la roca.

En otro tipo de aparato para medir los esfuerzos en la roca, el Dr. Nils Hast efectuó una investigación acertada en las minas



Extensómetro de alto módulo (NCB/MRE 428)



Extensómetro de alto módulo (NCB/MRE 428)

Figura 2. 12.

de Suecia. Este extensómetro consiste en una bobina de medición, un dispositivo de cuñas y una pata de apoyo. Se introduce en una perforación de 26 mm de diámetro a una profundidad requerida - (hasta 20 m) y se produce un empuje con el dispositivo de cuñas, tomándose la lectura del extensómetro. Después, alrededor de esta perforación se hace otra de 87 mm de diámetro, unos 5 cm más profunda que la primera, para anular completamente el estado de esfuerzos en el punto de medición. Otra vez se toma la lectura - del extensómetro y la diferencia de las lecturas indica el es--- fuerzo en el punto de medición. Los resultados de los estudios - del Dr. Hast, presentados por Karl Terzaghi, indican una alta - precisión del método usado. Los estudios se efectuaron en una mi na de 8 a 9 m de altura y unos 200 m de ancho en planta, situada a una profundidad de 100 m. Por toda la superficie de la mina - fueron dejadas las columnas naturales de roca. Las mediciones de los esfuerzos en estas columnas mostraron los resultados muy - aproximados a los de cálculo, como se puede ver en la tabla 2. - 3.

TABLA 2. 3.

Número de columna	8	10	11	12	13
Esfuerzo calculado, $\text{kg/cm}^2$	206	135	137	209	132
Esfuerzo medido, $\text{kg/cm}^2$	204	144	125	180	111
Esfuerzo medido/Esfuerzo calculado	0.99	1.07	0.91	0.86	0.84

Después de esto, se hicieron los estudios de los esfuerzos en el piso y en el techo de la mina y es interesante notar que las direcciones de los esfuerzos principales horizontales se tomaron en cuenta en ambos estudios. Además, éstas direcciones mostraron

la misma orientación de la fracturación máxima de la roca. Basándose en esas mediciones, el valor del coeficiente N (de la ecuación 2. 22) fué de 3 a 8.

### 2. 3. 2. 2.- Método del gato plano.

En principio, éste método consiste en medir los desplazamientos relativos que ocurren cuando se corta una ranura entre dos puntos de referencia colocados en la pared de una excavación. Los esfuerzos de compresión que actúan, provocan que la masa rocosa se desplace hacia el interior de la ranura. Un gato plano colocado dentro de la ranura se usa para desplazar la roca hacia su posición original. En dicho gato se inyecta aceite hasta que las deformaciones que había sufrido la roca por descompresión se recuperen. En ese momento, la presión aplicada sobre la roca por el gato es igual al esfuerzo normal que actuaba sobre el plano de la ranura (Habib et al, 1952). Las pruebas efectuadas muestran que los puntos de referencia que permiten la medición de las deformaciones en la roca deben localizarse sobre el eje de simetría normal al plano de la ranura y a ambos lados de ésta.

Como el gato mide solamente esfuerzos perpendiculares a su plano, deberá ser orientado en la dirección deseada con la menor interferencia de irregularidades de la superficie, con el menor número de esfuerzos en otras direcciones, etc. El área seleccionada para la instalación del gato deberá estar alineada tan uniformemente como sea posible con la línea general de excavación, evitándose los sitios adyacentes a depresiones profundas. Los gatos deben colocarse lo más cerca posible de la sección central -

del techo o las paredes, en sitios donde el fracturamiento sea - tolerable.

Es necesario comprobar que el sitio seleccionado no esté frac turado o suelto por las explosiones. En un sitio como tal, el es tado de esfuerzos se habrá ya, total o parcialmente, aliviado y los resultados serán erráticos e irreales. Un método satisfacto- rio para juzgar la sanidad de la roca es golpearla con una barra de acero. Esta comprobación generalmente es satisfactoria pero - no siempre detecta sitios inconvenientes.

La idea básica de este método es operar en tal forma que no - se requiera la determinación previa del módulo de elasticidad de la roca.

Este método proporciona únicamente el valor del esfuerzo nor- mal actuante sobre el plano de la ranura. En caso de querer de-- terminar la magnitud y dirección de los esfuerzos principales se requiere efectuar tres de estas pruebas con diversas inclinacio- nes de la ranura. También cabe subrayar que los esfuerzos así de terminados no corresponden a los esfuerzos tectónicos, sino al - estado de esfuerzos modificado por efecto de la excavación de la galería. Para formas de galería sencillas y excavadas en masas - rocosas homogéneas y elásticas, es posible deducir el estado de esfuerzos tectónicos a partir de estas mediciones, ayudándose - con las soluciones analíticas que proporcionan los factores de - concentración de esfuerzos (Isaacson, 1962). Sin embargo, esta - corrección de los esfuerzos medidos, mediante la cual se preten- de valorar los esfuerzos tectónicos, es a veces difícil y poco - confiable. Para remediar tal situación, se ha propuesto la utili

zación de gatos curvos que se introducen en perforaciones, alejándose en esta forma de la zona de perturbación inducida por la excavación de la galería (Jaeger y Cook, 1964). Este método es muy elaborado en su concepción e interpretación.

La deformación de la roca alrededor del gato no ocurre uniformemente como debía ser en un material elástico-homogéneo. Es a veces acompañada por movimientos repentinos y erráticos que no son simétricos respecto al gato. Algunas veces las deformaciones se retrasan y no ocurren simultáneamente en todos los puntos de medición.

La cancelación de los desplazamientos diferenciales de los puntos de medición siempre ocurre en la fase de carga y la de descarga, aunque rara vez a la misma presión. La determinación más aproximada de la presión de cancelación debe ser un promedio de las presiones obtenidas en la carga y en la descarga.

### 2. 3. 2. 3.- Método de fracturamiento hidráulico.

Es una técnica de campo utilizada por los ingenieros petroleros para estimular la producción de los pozos. Consiste en inyectar una suspensión de arena, aditivos y agua en un tramo previamente sellado del pozo, incrementando la presión hasta producir la fracturación de la masa rocosa en el contorno del pozo. Se ha demostrado experimentalmente y analíticamente (King et al, 1957; Le Tirant, 1969) que la fractura así creada es normal a la dirección del esfuerzo principal menor actuante; además, la presión de inyección necesaria para lo-

grar la propagación de esta fractura, es igual al esfuerzo principal menor actuante.

Este método, desde luego burdo con respecto a los anteriores, ha permitido la determinación, a gran escala, de la dirección y magnitud del esfuerzo principal menor actuante en numerosos campos petrolíferos (Le Tirant, 1969). El mismo concepto es aplicable al fracturamiento inducido mediante pruebas de permeabilidad Lugeon efectuadas en la cimentación de presas.

## 2. 4.- EXPLORACION Y MUESTREO EN ROCA.

Para llevar a cabo la determinación de las propiedades mecánicas de las rocas, tanto en campo como en laboratorio, es necesario contar con muestras representativas de los macizos rocosos obtenidas mediante algún método de exploración y muestreo.

Por lo general, para el proyecto y construcción de una obra de ingeniería de gran magnitud es necesario emprender también un programa de exploración del subsuelo, adecuado al problema específico que se presente. Este programa deberá estar encaminado a obtener la información requerida, que tenga una utilidad práctica, en un lapso congruente con las necesidades del proyecto.

La exploración del subsuelo puede efectuarse por medio de:

- Métodos directos a base de perforaciones.
- Métodos indirectos a base de excavaciones.
- Métodos geofísicos.

## 2. 4. 1.- Métodos directos de exploración a base de perforaciones.

La exploración de los macizos rocosos a base de perforaciones para fines de ingeniería civil, requiere un alto grado de veracidad, esto es, que las muestras que se obtengan sean representativas del lugar donde se requiere obtener datos precisos para medir su comportamiento mecánico. En este tipo de exploración deberá tenerse también conocimiento del comportamiento de los fluidos de la perforación, pues estos indicarán las fracturas que la roca presenta; el operador del equipo de perforación deberá anotar las pérdidas de fluido o, bien, cavernas en las que dicho equipo de perforación se deslice sin el empuje que la máquina perforadora imprime por los medios conocidos (mecánico, hidráulico o neumático).

Después de obtener la muestra de roca en el campo se entregará a los anlistas, quienes la deben distribuir al laboratorio para que sea objeto de diferentes pruebas, donde medirán y observarán: resistencia, deformabilidad, permeabilidad, estado natural de esfuerzos, dureza, abrasividad, tenacidad, grado de alteración debido a la acción del intemperismo, etc.

### 2. 4. 1. 1.- Algunos procedimientos para la extracción de muestras.

Si la perforación debe hacerse en estratos excepcionalmente duros como la roca, un método para lograrla es el de percusión. En este método se levanta y se deja caer alternativamente una barrena pesada, de manera que muela el

material inferior hasta que tenga la consistencia de la arena o del limo. Si es posible, el sondeo se debe mantener seco (excepto por una pequeña cantidad de agua que forma un lodo con el material molido por la broca). Si la acumulación de lodo interfiere con la perforación, se sacan del barreno las herramientas de perforación, y el lodo se retira. El sondeo puede ademarse, si se derrumba. Aunque este tipo de perforación se usa frecuentemente para la perforación de pozos de agua, generalmente no se presta para la exploración cuando se deben obtener muestras intactas para su identificación y prueba. Sólo el color del polvo obtenido y la velocidad de avance de la barrena nos pueden servir para tener una idea de la calidad de la roca perforada.

Durante la perforación por percusión pueden obtenerse muestras de roca intacta de pequeñas dimensiones por medio de un barril muestreador especial. Sin embargo, el obtener verdaderos corales haría mucho más lento el proceso de la perforación. Por lo tanto, la perforación por percusión en la exploración, raramente se usa para obtener núcleos.

En la perforación con broca rotatoria, la broca ordinaria puede cambiarse por un muestreador de corazones. La broca corta un anillo redondo y deja un núcleo central que entra en el barril. El elemento cortador pueden ser diamantes, fragmentos de acero, insertos de carburo de tungsteno o cuchillas de acero. La extracción de núcleos no aumenta demasiado el tiempo de avance en la perforación y se usa mucho para muestrear suelos resistentes y rocas.

El agua de perforación arrastra los fragmentos de barrena----

ción, pero en algunos casos altera el carácter del material. En estas circunstancias, puede ser posible limpiar el pozo con un chorro de aire o una barrena anular colocada directamente encima de la herramienta cortadora.

El muestreador de corazones puede ser de tubo simple o de tubo doble. Las muestras tomadas en los barriles de tubo simple pueden alterarse mucho debido a la torsión, a expansión y a contaminación con el agua de barrenación. El barril doble está proyectado para proteger el corazón contra el efecto del agua en circulación. En algunos equipos, el barril interior, incluyendo la muestra, puede extraerse a través del conjunto de herramientas de perforación. Este dispositivo se conoce con el nombre inglés de Wire-line. Además, este equipo puede modificarse para que incluya un tercer tubo de media caña, alojado dentro del barril interior. Después que se ha sacado el barril interior del barreno, el tubo de media caña se extrae empujándolo por medio de una bomba hidráulica operada a mano. El corazón se conserva en estado casi inalterado en el tubo partido. Este conjunto, que se conoce como barril para muestras de triple tubo, es especialmente ventajoso para muestrear roca fracturada, roca frágil de baja resistencia al esfuerzo cortante. En un subtema posterior se hará una descripción más detallada de lo anteriormente dicho.

El diámetro de los corazones de roca varía entre 32 a 152 mm. La mayoría de los barriles para muestras pueden retener corazones cuando menos de 1.52 m de largo. Se define la relación de recuperación como la relación en porcentaje entre la longitud del núcleo recuperado y la longitud del barreno en cada operación; se relaciona a la calidad de la roca encontrada en un son-

deo, pero también influyen en ella la técnica de perforación y el tipo y tamaño del barril usado.

Una mejor estimación de la calidad de la roca in situ se obtiene por una relación de recuperación de corazones modificada, llamada RQD, que se abordará en el subtema 2. 8.

#### 2. 4. 1. 2.- Máquinas perforadoras.

Las máquinas perforadoras con avance hidráulico son indispensables para una buena recuperación de núcleos. El control independiente del avance permite a la broca ajustar su sistema de penetración a la dureza de la roca y, sobre todo, pasar rápidamente a través de la roca alterada y las zonas de falla, antes de que las dañe el agua.

##### a).- Perforadora para superficie.

En la fig. 2. 13., se muestra una máquina perforadora convencional llamada perforadora de diamante. Alcanza velocidades de corte en la broca de 1 300 RPM (revoluciones por minuto) como promedio.

La presión o carga de corte aplicada a la broca por una bomba hidráulica, fluctúa desde 0 hasta  $70 \text{ kg/cm}^2$  la que es aplicada por los pistones, del sistema hidráulico fig. 2. 13 (c) a la sarta de perforación que se encuentra sujeta a la barra de avance (a) por el chuck o broquero (b).

La perforadora cuenta con un malacate de maniobras que opera

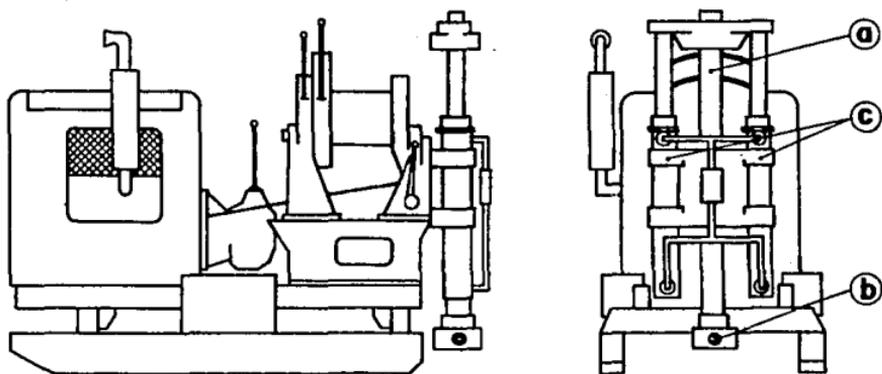


Fig. 2. 13.- Perforadora de diamante para superficie.

el cable de acero que eleva a la superficie las barras de perforación y poder extraer la lingada para: recobrar la muestra, cambiar barril o substituir la broca.

El gran tamaño de estas perforadoras las hace inutilizables - en trabajos subterráneos, a menos que se trate de cavidades grandes, siendo óptimas para trabajos en la superficie exclusivamente.

#### b).- Perforadoras para interiores.

Muy utilizadas en lugares como minas subterráneas, galerías de inyección, túneles y casas de máquinas. En estos lugares no es conveniente usar los motores de combustión interna, por lo que se usan perforadoras con motor eléctrico o neumático.

Existen perforadoras exclusivamente para usarlas en interiores, fig. 2. 14. Estos equipos son diseñados normalmente para - diámetros de núcleo pequeño (25 mm en promedio); si la necesidad obliga a trabajar con diámetros mayores, será necesario adaptar un equipo más robusto para solucionar las limitaciones de potencia y diámetro de los broqueros.

#### 2. 4. 1. 3.- Barriles muestreadores.

El fin de un programa de barrenación geotécnica es poder reconstruir la muestra completa del macizo en un estado lo más cercano posible a su condición original. Esto sólo se logra si la muestra entra en un tubo interno, fijo dentro de algún barril, de modo que la rotación del barril

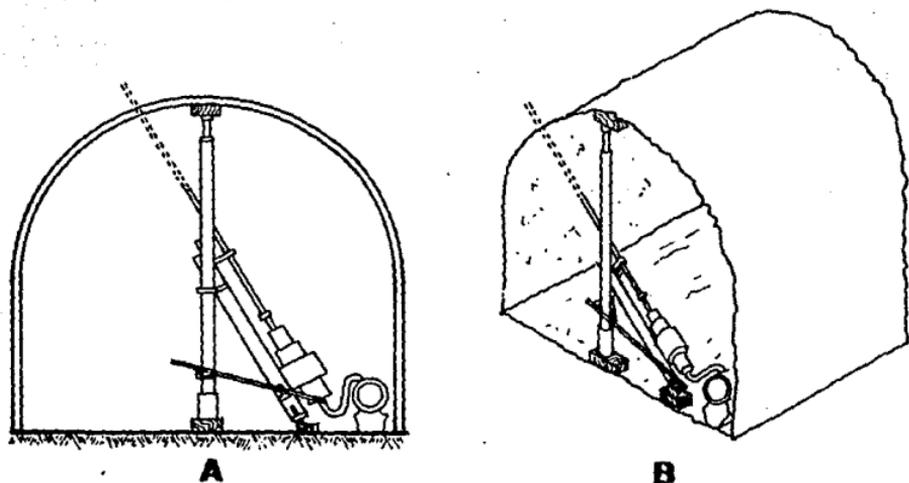


Fig. 2. 14.- Perforadora para interiores.

exterior, en cuya extremidad se encuentra la broca, no tuerza el frágil núcleo.

A continuación daremos una breve descripción de los tipos de barriles existentes.

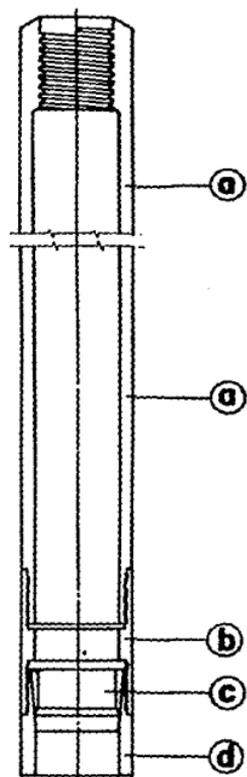
a).- Barril de tubo sencillo.

La fig. 2. 15. nos muestra el barril de tubo sencillo que fué el primero con el cual se logró recuperar muestras en forma rudimentaria. Las principales partes de este barril son: - (a) tubo recuperador, (b) rima, (c) retenedor de muestra y (d) - broca.

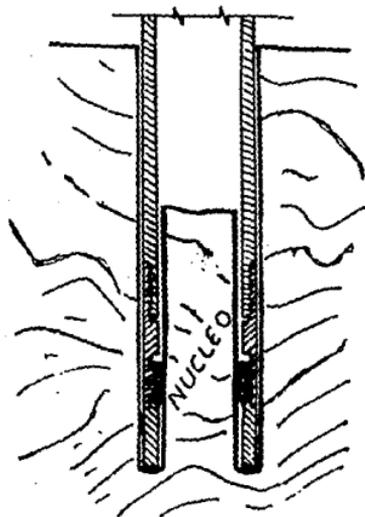
Como puede observarse, este conjunto es muy simple y tiene el gran inconveniente de que el agua o fluido de la perforación -- queda en contacto directo con la muestra, originando en ella una presión y erosión que provoca roturas y desprendimientos. En los trabajos de inyección o anclaje, es muy común usar este tipo de barriles, cuando la calidad de la muestra no interesa, pues en -- estos casos lo que interesa es el barreno producido para los -- usos antes mencionados.

b).- Barril doble tubo rígido.

Este barril consta de las siguientes partes: (a) tubo exterior, (b) rima, (c) retenedor de muestra, (d) broca, (e) tubo interior y (f) cabeza. El fin de este tipo de barril es obtener la mayor muestra posible. Al principio, el núcleo obtenido queda virtualmente libre del fluido de la perforación al introducirse



**A**



**B**

Fig. 2. 15.- Barril de tubo sencillo.

en el tubo interior (e); no obstante estas mejoras, la muestra - tiene que recorrer un tramo muy largo, desde que se corte en la broca (d), pasando por el retenedor de muestra (c) y por el anillo interior de la rima (b)', en este recorrido sufre la erosión del agua ó fluidos de la perforación (fig. 2. 16.).

El fluido de perforación sirve para enfriar la broca y a su vez elevar los detritus procedentes del corte hacia la superficie.

El núcleo en estos barriles queda todavía sujeto a la fricción de las paredes interiores del tubo (e), que gira con el tubo exterior debido a su diseño.

c).- Barril doble tubo giratorio (Double Tube Swivel Type).

Este barril consta de las partes siguientes: (a) tubo exterior, (b) rima, (c) retenedor de muestra, (d) broca, (e) tubo interior, (f) cabeza, (g) balero de carga, (h) perno de soporte para tubo interior, (i) tuerca de ajuste y (j) porta retenedor de muestra (fig. 2. 17.).

Con el diseño de este barril, se logró dar un gran paso para mejorar la calidad de las muestras obtenidas, al introducir el balero (g) y el porta retenedor de muestra (j), pues este último permite también colocar en su interior, un retenedor de muestra compuesto por 4, 6 u 8 piezas metálicas aceradas, dependiendo el número de estas piezas del diámetro del barril. Este tipo de retenedor de muestra, permite admitir dentro del barril muestras que anteriormente se tornaba imposible de recuperar, como -

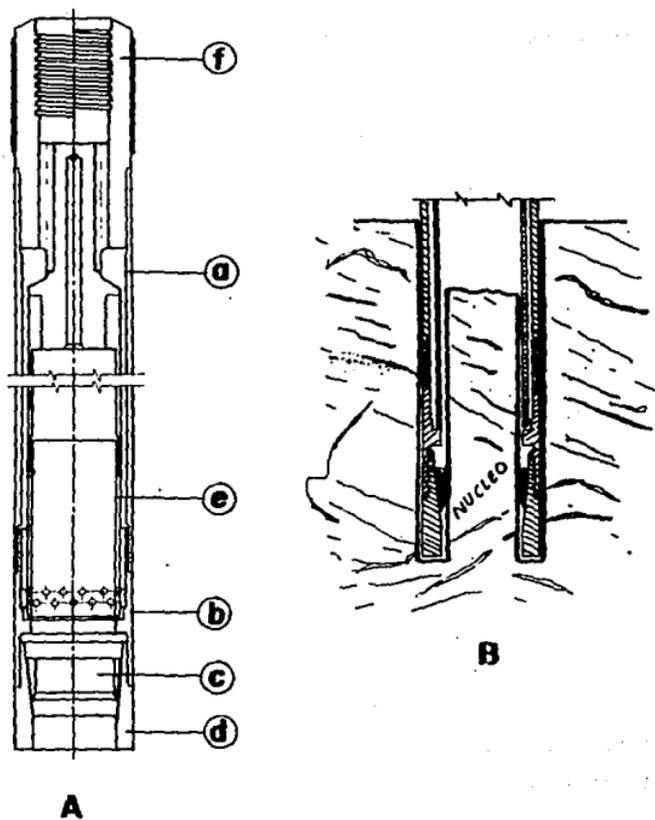


Fig. 2. 16.- Barril doble tubo rígido.

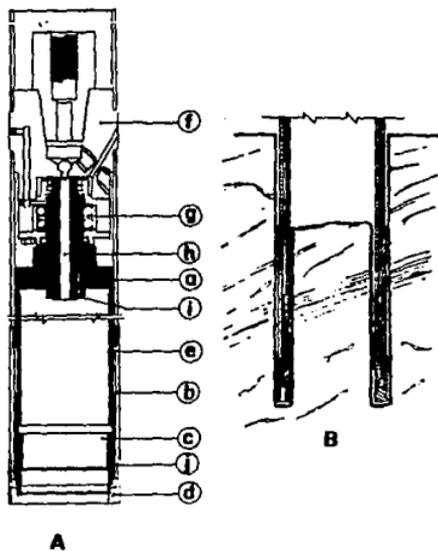


Fig. 2. 17.- Barril doble tubo giratorio.

son: arenas, gravas, suelos vegetales, y rocas muy alteradas o fracturadas.

La ventaja de la introducción del balero en este sistema es que el tubo interior podrá quedarse estático, pues al estar el tubo interior suspendido del perno (h) que está sujeto a la pista interior del balero (g), permitiendo al tubo interior desconectarse del giro propio de la sarta de perforación.

d).- Barriles de gran diámetro.

Con la introducción de la técnica de la perforación a diamante, se idearon los barriles de gran diámetro, los que permiten con el retenedor de canasta (fig. 2. 18.) obtener muestras de arenas, gravas, suelos friccionantes, roca fracturada, etc.

Los diámetros comunes de estos barriles son:

69.8 mm X 98.4 mm

101.6 mm X 139.7 mm

152.4 mm X 197.0 mm

El primer número indica el tamaño del núcleo y el segundo expresa el diámetro exterior del barril.

e).- Barriles de la serie "L".

En la década de los cincuentas, se puso en uso uno de los arriles más adecuados para las formaciones difíciles, como es la recuperación en depósitos ferríferos.

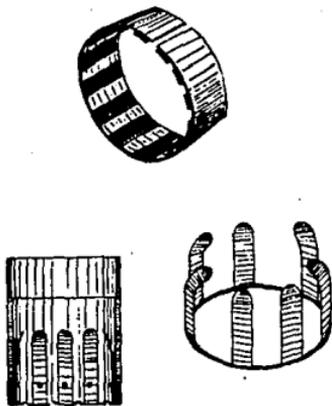


Fig. 2. 18.- Barriles de gran diámetro.

Inicialmente, este tipo de barril fué usado en la minería, - donde las recuperaciones de núcleos estaban entre un 20% y 40%, logrando subirlas hasta 80% y 95%.

Las partes principales que integran el barril "L" son las siguientes: (a) tubo exterior, (b) rima, (c) retenedor de muestra, (d) broca, (e) tubo interior, (f) cabeza, (g) baleros, (h) perno de soporte para tubo interior, (i) tuerca de ajuste, (j) porta retenedor de muestra, (k) extensión del tubo interior, (l) - válvula de hule para cierre del fluido.

En la fig. 2. 19., se ilustra el barril "L" con sus partes integrantes antes mencionadas.

f).- Barriles con extracción del tubo interior con uso de cable de acero (Wire line).

Este sistema ha logrado aprovechar todas las inovaciones de los barriles antes mencionados llegando hasta el barril "L", adicionando también un anillo centrador que permite perforar en cualquier ángulo, incluso horizontalmente. Cuenta además con la gran ventaja de no retirar la línea de perforación más de 30 cm del fondo al extraer el tubo interior con el sistema de tenazas.

Las partes integrantes de este conjunto son las siguientes: - (a) tubo exterior, (b) rima, (c) retenedor de muestra, (d) broca, (e) tubo interior, (f) cabeza (con el sistema de tenazas), - (g) baleros, (h) perno de soporte para tubo interior, (i) tuerca de ajuste, (j) porta retenedor de muestra, (l) válvula de hule - para cierre del fluido, (m) anillo centrador, (n) anillo de car-

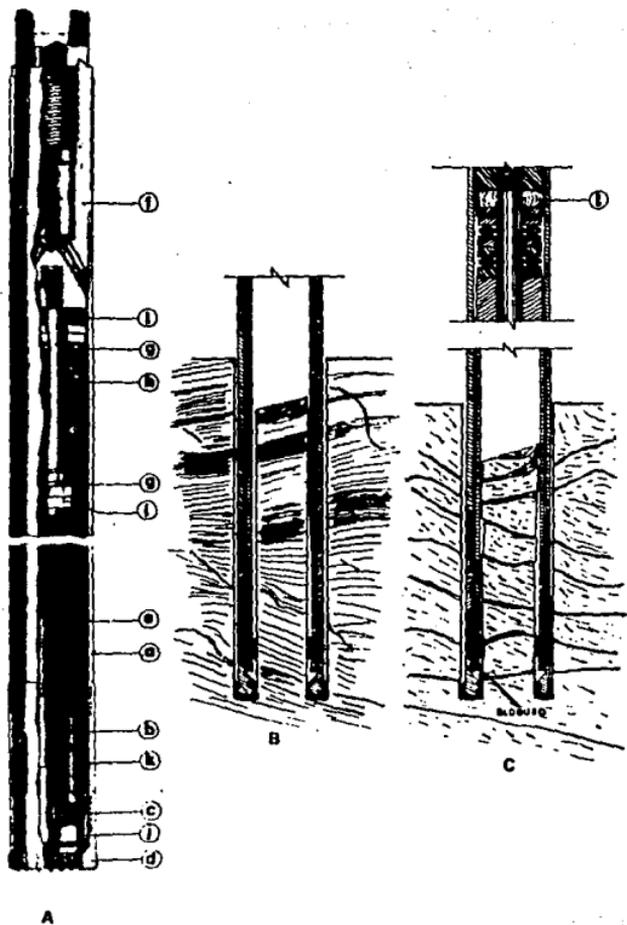


Fig. 2. 19.- Barril de la serie "L".

ga, (ñ) candados, (o) porta candados, (p) pínula y porta pínula, (q) tenazas, (r) porta tenazas, (s) varilla de lastre, (t) porta cable, (u) cable de 4.8 mm y (v) manguito para bajar tubo interior en barrenos que no mantienen el fluido de perforación que amortigüe la llegada al fondo (fig. 2. 20.).

Este sistema de barril Wire line es el más adecuado para obtener muestras de magnífica calidad pues, aparte de todo lo anteriormente dicho, no es necesario extraer la lingada (sarta de tubos y barril) para retirar la muestra recuperada en el tubo interior cuando hay un aviso de bloque en el fondo, pues con sólo bajar las tenazas con el cable de acero solucionaremos la recuperación de dicha muestra.

Como ya lo dijimos, al no extraer la tubería y el barril para retirar el núcleo, producto de la perforación y objeto de la exploración, redundan en múltiples ventajas que son: mayor velocidad de perforación y mejor estado de las paredes del pozo al no extraer continuamente los barriles, eliminando caídos que anteriormente eran inevitables, redundando todo esto en mejoras para la recuperación de núcleos.

g).- Muestreador Wire line con triple tubo.

Algunos muestreadores Wire line fueron mejorados con la adición de un tercer tubo o camisa delgada en forma de media caña que sirve de forro o empaque a la muestra que se recupera (fig. 2. 21.).

Se han utilizado tubos delgados de plástico para dejar la

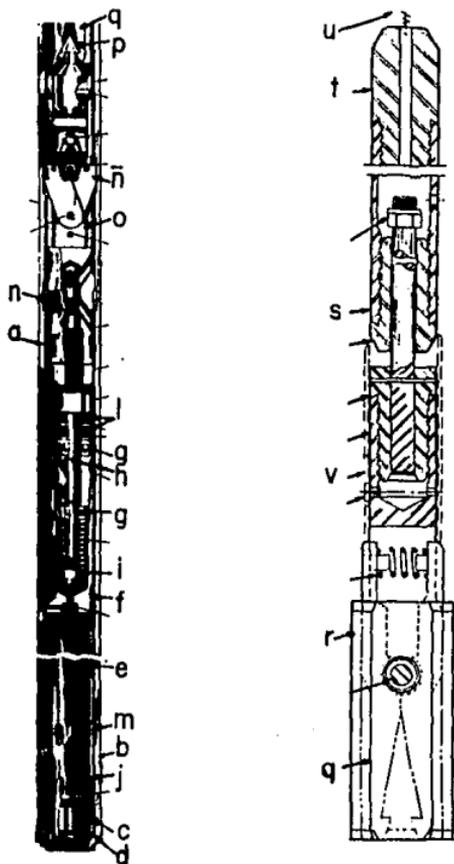


Fig. 2. 20.- Barril con sistema Wire line.

muestra empacada y sellada con cera para pruebas de laboratorio, substituyendo este tipo de tubo al tubo metálico.

Como el tercer tubo queda justo, dentro del tubo interior del muestreador, la extracción del mismo con la muestra se hace por medio de una bomba de mano que empuja al conjunto hacia afuera - del muestreador con la ayuda de un pistón colocado en el extremo superior del tubo delgado.

Una de las causas más importantes de pérdida de muestra dentro de un tubo interior son las irregularidades que en su pared interior se forman por oxidaciones. En el muestreador triple tubo, la camisa es de acero inoxidable para asegurar la tersura de su pared interior. Este muestreador usa una broca de diamante cuya descarga de fluido sea en la cara de la misma para limitar al máximo el contacto del agua con la muestra..

Por último, es preciso recordar que la válvula de retención - colocada en la parte superior del muestreador, evita cualquier - posible retorno de fluido al interior del mismo cuando se extrae el tubo interior con la muestra desde el fondo del barreno.

El tamaño del núcleo obtenido con el sistema de triple tubo - es menor, pues como se ve en la fig. 2. 21., el diámetro del tubo interior se ve reducido con el espesor del triple tubo que - consta de dos medias cañas (bipartido).

El tamaño del diamante en cada formación a explorar es determinante para el buen resultado de la perforación. Podemos decir que el tamaño del diamante es inversamente proporcional a la du-

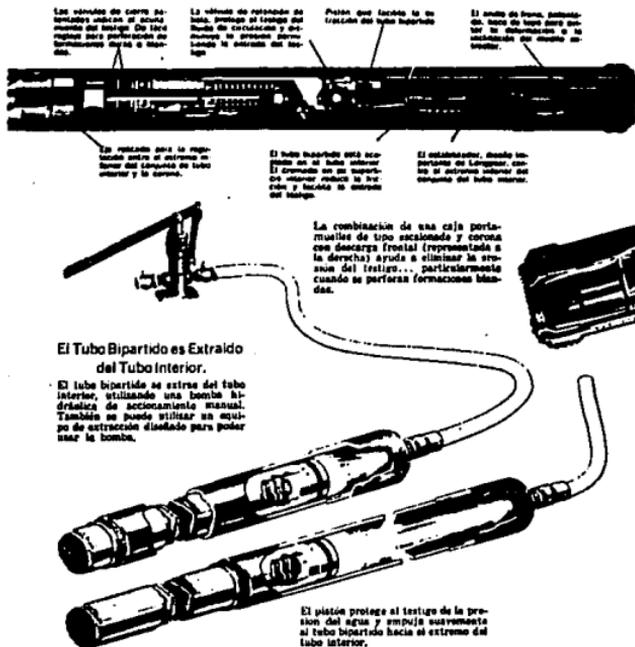


Fig. 2. 21.- Barril Wire line con triple tubo.

reza de las formaciones a perforar. Dicho en otras palabras, para una formación muy compacta debe usarse un diamante chico; para una formación suave, como riolitas alteradas o lutitas, debe usarse un diamante grande.

#### 2. 4. 1. 4.- Fluidos de la perforación.

Actualmente, la tecnología que se aplica en los pozos petroleros, en el uso de los fluidos para la perforación, ha permitido al explorador usuario de las perforadoras de diamante, mejorar los fluidos de la perforación introduciendo el uso de lodos bentoníticos, los que tienen como funciones principales:

- Lubricar y enfriar la broca,
- limpiar las cortaduras de la cara de la broca,
- ayudar con más eficiencia a levantar las cortaduras,
- facilitar el giro de las tuberías y ademes,
- disminuir desprendimientos en las paredes del pozo,
- disminuir pérdidas del fluido en zonas permeables,
- aumentar la presión en las paredes del pozo para disminuir la entrada de otros fluidos nocivos en las operaciones inherentes a la perforación,
- facilitar la recuperación de núcleos en formaciones porosas y,
- reducir vibraciones en la tubería de perforación, que ocasiona pérdidas de núcleo en el barril recuperador.

Todas las funciones anteriores de los lodos o fluidos de la perforación, se deben a las propiedades siguientes: densidad, -

viscosidad, gelatinización, lubricidad y sellamiento.

#### 2. 4. 2.- Exploración y muestreo mediante excavaciones.

En general, la exploración mediante excavaciones constituyen un método muy positivo de investigación del subsuelo, ya que si los trabajos efectuados pueden aprovecharse como parte de la obra, o bien, para efectuar algún tratamiento, o prueba en el lugar, el costo extra de la exploración puede ser relativamente bajo.

Sin embargo, este método de exploración puede tener serios inconvenientes, por ejemplo: si el lapso transcurrido entre la excavación y la construcción de la obra es grande, puede producirse una degradación de la roca por intemperización, sobre todo si se tienen infiltraciones considerables, originando problemas constructivos adicionales.

Considerando que la exploración del subsuelo requiere gastos y tiempo de ejecución generalmente considerables, cualquier programa de trabajos de éste tipo que se emprenda, deberá programarse de acuerdo con:

- Información pre-existente de la zona en estudio.
- Fotogeología.
- Recorrido de campo.
- Topografía y geología de detalle.

El recorrido de campo es muy importante ya que a través de él podremos hacer un reconocimiento de la zona donde se realizará -

la exploración definitiva del subsuelo. En este recorrido se observarán detalles como: tipo de suelo, fallas y depresiones existentes, etc.

La finalidad de la topografía y geología de detalle es, además de proporcionar un perfil de la zona a explorar, el de medir en campo el rumbo y el echado de todas las discontinuidades (fallas, grietas, fisuras, diaclasas, etc.) presentes en las rocas, con la ayuda de una brújula de mano.

#### 2. 4. 2. 1.- Tipos de exploración mediante excavaciones.

Para una mejor clasificación de este tipo de exploración, tomaremos en cuenta la forma, el uso y el procedimiento de ejecución de las excavaciones utilizadas.

a).- Por su forma.

De acuerdo con su forma, a las excavaciones que estamos tratando, se les puede dar la siguiente denominación:

- 1.- Pozo a cielo abierto.- Excavación desde la superficie del terreno, en sentido vertical.
- 2.- Trinchera.- Excavación también desde la superficie del terreno, pero de forma alargada (en forma de canal).
- 3.- Galería.- Excavación efectuada en sentido sensiblemente horizontal, a partir de una ladera o corte. En ocasiones puede aprovecharse galerías excavadas anteriormente para fines de exploración .

- 4.- Socavón.- Galería con una sola entrada.
- 5.- Túnel.- Galería con dos entradas.
- 6.- Caverna.- Cavidad natural aprovechada para fines de exploración.

b).- Por su uso.

Independientemente de la forma en que se efectúe la excavación, estas pueden destinarse a alguno o a varios de los siguientes usos:

- 1.- Permitir el examen directo y detallado de diaclasas, - fracturas y otras discontinuidades y circunstancias de la roca.
- 2.- Comprobar la existencia de zonas de debilidad previstas a partir de estudios desde la superficie o por el inadecuado funcionamiento de una estructura. Observar directamente las condiciones del subsuelo en dichas zonas es indispensable en estos casos.
- 3.- Permite la realización de pruebas subterráneas in situ.
- 4.- Permite la instalación de instrumentos de medición subterráneos.
- 5.- Para obtención de muestras en "bloques".
- 6.- Para detección y muestreo de agua subterránea.

c).- Por el procedimiento de ejecución.

- 1.- Con herramientas manuales. Tomando en cuenta que las - excavaciones para la exploración del subsuelo deben - efectuarse prácticamente sin alterar las condiciones -

naturales de la roca y que en ocasiones se realizan en una etapa del proyecto en la que no se dispone de maquinaria especializada en la obra, o bien, es prácticamente inaccesible el sitio de excavación, se efectúa ésta con herramientas manuales aún cuando ello implique un lapso considerable de ejecución.

- 2.- Con equipo neumático. Cuando la excavación se realiza en un sitio accesible, el equipo puede estar conectado a una máquina compresora; en sitios de difícil acceso es conveniente utilizar equipo que no requiera dicha conexión.
- 3.- Utilizando cortadores especiales, del tipo de las usadas para cortar concreto.
- 4.- Por medio de sopletes especiales, a base de oxígeno líquido por ejemplo.
- 5.- Usando explosivos. Aún cuando por lo general no es recomendable el uso de explosivos para efectuar exploraciones mediante excavaciones, en algún caso particular podrían utilizarse siempre y cuando no se afecte notablemente a la roca en estudio. Por ejemplo, si la excavación ha de ser de grandes dimensiones, se puede iniciar usando moderadamente explosivos, para terminarla con alguno de los otros procedimientos señalados.

#### 2. 4. 2. 2.- Dimensiones de la excavación.

El dimensionamiento de las excavaciones depende fundamentalmente del uso para el que se destine y de la calidad de la roca en la que se excaven.

Generalmente se suele dar a las galerías 1.2 a 2.0 m de ancho y 1.2 a 2.5 m de altura, pero sus dimensiones finales dependen de los posibles requerimientos de soporte.

En las galerías, se le debe dar al piso una pendiente dirigida hacia la boca, para facilitar el desagüe y la extracción de la rezaga.

Desde el interior de una galería se pueden realizar sondeos en cualquier dirección, desde vertical hacia abajo hasta vertical hacia arriba, en cuyo caso, las dimensiones de la excavación deberán aumentarse para efectuar los sondeos programados.

También se utilizan galerías de dimensiones mayores para estudiar la capacidad de la roca para soportar su propio peso.

En el caso particular de excavaciones para llevar a cabo pruebas in situ (de permeabilidad, deformabilidad, estado natural de esfuerzos, etc.) que requieran la aplicación de cargas verticales considerables, es conveniente efectuar la excavación en forma de galería para poder tomar la reacción contra el techo.

#### 2. 4. 3.- Métodos geofísicos.

El empleo de los métodos geofísicos de exploración permite tener un mejor conocimiento del comportamiento mecánico de los macizos rocosos, apoyándose en la geología, ensayos in situ y en laboratorio, a menor costo y en un tiempo reducido.

En Mecánica de rocas, es indispensable usar la geofísica (por

razones técnicas y económicas) cuando se trata de un cierto espesor de material. La exploración directa por perforaciones, calicatas, etc., constituye un método, aún cuando factible, muy costoso y lento, proporcionando información puntual en estos estratos de material de espesor considerable. En cambio, la geofísica da una información integrada, y la combinación de ambas exploraciones permite resolver satisfactoriamente los problemas planteados.

Las mediciones geofísicas afectan un volumen de terreno generalmente importante. Los mejores resultados se obtienen cuando existe un contraste en los valores de los parámetros estudiados. Permite dar una imagen de la estructura geológica o de valorar parámetros físicos como coeficiente de Poisson o módulo elástico. Además, por medio de ellas, se obtienen directamente datos sobre heterogeneidades o anisotropías del conjunto geológico.

Dentro de la posibilidad que ofrece la geofísica, los métodos de mayor interés actualmente son:

- la sísmica
- la eléctrica
- la radiactividad
- la termometría
- la de sensores remotos, etc.

#### 2. 4. 3. 1.- Método sísmico.

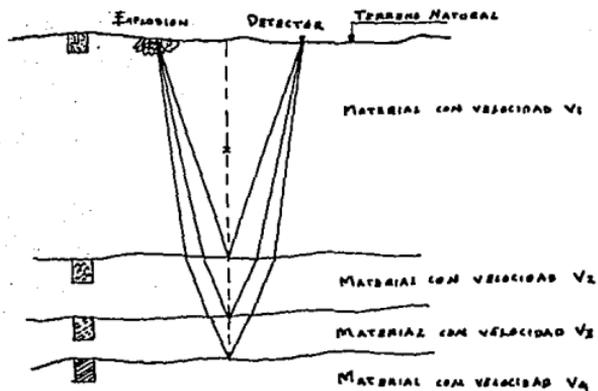
Cuando se provoca artificialmente una oscilación en un punto del suelo, el movimiento inicial se -

transmite al medio circundante en forma de vibraciones llamadas sísmicas o sismo-elásticas. Este método está basado en las diferencias de propagación de las ondas elásticas en medios de constitución diferentes. Estudiando las reflexiones o refracciones de las ondas (fig. 2. 22.) se podrán deducir: profundidades, espesores de capas y calidad del ó de los materiales investigados.

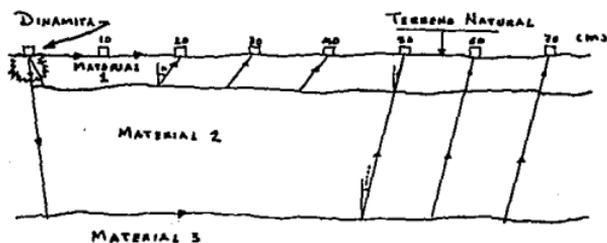
Cuando se provoca una oscilación, dos tipos de ondas diferentes e independientes (en su propagación) entre ellas, dan origen, por una parte, a las ondas longitudinales que se propagan por compresión o dilataciones sucesivas, y por otra, a las ondas transversales que se propagan sin variación de volumen y que se denominan también ondas de distorsión o de esfuerzo cortante.

a).- Sísmica reflexión.

Se mide el tiempo que invierte una onda en hacer el trayecto entre el punto de origen de las oscilaciones y el receptor (geófono) después de reflexionarse sobre una superficie de contacto entre dos terrenos de naturaleza distinta. Este procedimiento, muy sencillo en teoría, necesita una maquinaria muy complicada. La complejidad de los aparatos empleados se debe a la necesidad de poder determinar con seguridad la onda de regreso cuando todavía la superficie del suelo está en movimiento. Cuando existe una reflexión (cuando la onda de regreso llega a los aparatos), se observa un desplazamiento simultáneo de todos los geófonos que vienen a superponerse a los movimientos anárquicos precedentes. En este caso se define el tiempo total de la onda y así se obtiene la profundidad del estrato, en función de él, de la distancia entre la emisión y la recepción y la velocidad de -



reflexión



refracción

Fig. 2. 22.- Principio de la sísmica de reflexión y de la sísmica de refracción.

la capa superior.

Este tipo de prospección es de los más precisos para determinar y medir el espesor de los estratos. Para que funcione bien, es necesario una cierta profundidad. Su empleo a profundidades pequeñas es difícil. Además no aporta datos sobre la calidad de los materiales estudiados, tal como la alteración, fracturamiento, etc.

b).- Sísmica refracción.

En obras de ingeniería civil se requiere con frecuencia el empleo de un método que reconozca grandes espacios de terreno a poca profundidad. Es justamente el método de refracción que me jo r se adapta a este tipo de estudio. La teoría matemática en que se fundamenta este método es muy conocida, sigue prácticamen te las leyes usuales de la óptica. Se emplean ondas elásticas producidas por medio de perturbaciones instantáneas del estado de tensión del material. Estas ondas se propagan siguiendo leyes que dependen de las características mecánicas del sólido y su contorno. La energía necesaria para producir estas ondas es muy variable, tiene en cuenta tanto el volumen de los materiales como sus características mecánicas. La forma de registro empleado es función del tipo de datos a obtener; será diferente si se tra ta de un reconocimiento estructural, cimentación de presa o me dir la descompresión de la roca alrededor de una excavación.

Una vez producido el impacto, la onda artificial llega sucesi vamente a cada receptor (geófono), el cual transforma la energía mecánica en onda eléctrica y por medio de amplificadores, se re-

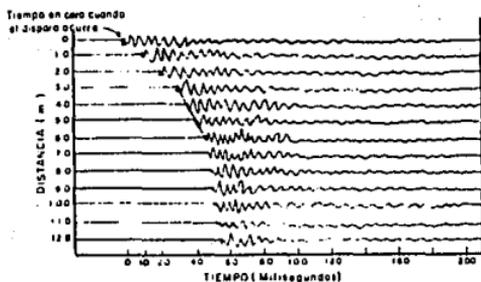
gistra el fenómeno sobre película, papel sensible o contador de tiempo, según el tipo de aparato empleado. Con el tiempo de registro y conociendo la ubicación de cada receptor, se traza en coordenadas rectangulares el diagrama correspondiente, dibujando en abscisas las distancias y en ordenadas los tiempos de propagación. Este diagrama se le conoce con el nombre de Dromocrónica y constituye la base de los cálculos que permite obtener velocidades de propagación, profundidades e información sobre la calidad de los materiales del subsuelo (fig. 2. 23.).

#### 2. 4. 3. 2.- Método eléctrico.

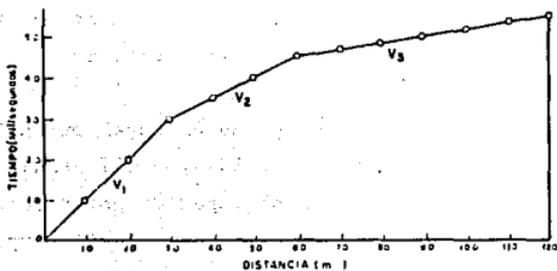
Los métodos eléctricos se basan en el estudio de la circulación de una corriente eléctrica (natural o artificial) en el subsuelo y se llevan a cabo mediante técnicas de medición de ciertas propiedades del campo eléctrico.

La operación consiste en medir, a partir de la superficie, los efectos producidos en el flujo de una corriente eléctrica por su paso a través de las formaciones que luego son correlacionados con información geológica a fin de definir las estructuras del subsuelo.

La circulación de la corriente se produce en forma natural mediante corrientes telúricas, o en forma artificial, cuando se introduce una cantidad de corriente conocida. Todos los materiales facilitan en mayor o menor grado el flujo de la corriente, ya sea a través de los elementos sólidos (conductividad electrónica) o por medio de los iones de las sales disueltas en el agua que ocupa intersticios de las rocas y suelos (conductividad



OBTENCION DE SISMOGRAMAS



DROMOCRONICA CORRESPONDIENTE

SISMICA REFRACCION

Fig. 2. 23.- Diagrama: Dromocrónica.

iónica).

Para la prospección sobre las características de rocas y suelos, los métodos eléctricos resultan de gran valor, porque la conductividad iónica está relacionada con el volumen de los poros y con la disposición y el volumen de los poros reemplazados por el agua, lo que significa que si un terreno es compacto, presentará una resistencia elevada al paso de la corriente eléctrica; en caso contrario, si es poroso, tendrá baja resistencia, la cual disminuye más si los poros contienen agua y más aún si es agua salada.

En el método eléctrico, lo más común es emplear corriente continua, estableciendo contacto entre los aparatos de medición (transmisor y receptor) y el suelo, protegiéndolos de fenómenos "parásitos" como la polarización y la resistencia.

Los diferentes efectos que se producen en el subsuelo y que son medidos en superficie, han dado lugar a diferentes métodos de prospección que se conocen como: mapas de potencial, relación de caídas de potencial, resistividad, polarización espontánea y polarización inducida.

a).- Método de mapas de potencial.

Consiste en la medición, en un sistema bipolar o cuádrupolar, de la diferencia de potencial natural o cuando se emite una corriente eléctrica de intensidad constante.

Las interpretaciones de las líneas equipotenciales son gene--

ralmente de tipo cualitativo y se llevan a cabo observando sus distorsiones que presentan alrededor de cuerpos conductores, lo que permite dar idea sobre su forma y configuración. También se hace la interpretación por las desviaciones sistemáticas semejantes a refracciones del campo potencial, cuando se tienen dos terrenos de resistividad diferente.

El método de mapas de potencial puede ser usado en la detección de cavidades cercanas a la superficie que contengan aire o rellenas de otro material.

b).- Método de relación de caída de potencial.

El método de relación de caída de potencial está basado en la medición no de diferencias de potencial, que generalmente son pequeñas, sino de coeficientes de caída de potencial susceptibles de variaciones importantes.

Básicamente, el principio de medición es el mismo que utilizan otros métodos eléctricos, empleándose dos electrodos de corriente A y B y tres electrodos de potencial M, N y P generalmente perpendiculares a los primeros. Se trata de establecer las caídas de potencial entre los electrodos M, N, P y establecer su relación con respecto a un electrodo de corriente (generalmente A) ya que el otro (B) considerándose al infinito, para fines de cálculo puede quedar eliminado.

Las ventajas que ofrece este método es dar más detalle que el método de resistividad en formaciones verticales de poco espesor (diques, filones, etc.).

c).- Método de resistividad.

Esta técnica utiliza un dispositivo cuadripolar para medir tanto la intensidad  $I$  como la diferencia de potencial  $V$ , lo que permite calcular la resistividad aparente de un terreno.

La oposición que muestran los materiales al paso de la corriente, es una resistividad aparente que resulta ser una función de la resistencia específica real de un terreno, o su recíproco que es la conductividad, que afectan la circulación de la corriente. Al hacer una investigación por el método de resistividad eléctrica, la base fundamental de ésta es determinar y analizar las resistividades aparentes. La resistividad de un material es definida como la resistencia en ohmios entre las caras de un paralelepípedo unitario de material. La unidad usualmente empleada es el ohmio metro cuadrado por metro, o el ohmio metro.

La resistividad depende de las propiedades eléctricas del suelo y de la separación de los electrodos de corriente y potencial. Usualmente la medición se lleva a cabo haciendo sondeos eléctricos verticales con dispositivos de medida que facilitan el cálculo de las constantes geométricas.

El método permite no sólo el estudio de formaciones horizontales, sino también de cuerpos subverticales tales como fallas, filones, diques, etc., y a profundidades mayores que no son registradas por otros métodos eléctricos.

La interpretación de resultados se lleva a cabo utilizando los valores de resistividad aparente, a partir de los cuales se

construyen diagramas de resistividad e isorresistividad aparentes; estos permiten visualizar en forma independiente o global - la imagen de la estructura geológica del subsuelo. Este tipo de estudio permite detectar las anomalías importantes y la profundidad a la que se encuentran. Este método es el más importante y - apropiado para definir estructuras con materiales de diferentes calidades o contenido de humedad.

La ventaja del método radica en que no se obtienen datos o información puntual, sino una información tridimensional de toda - una zona sujeta a estudio.

d).- Método de polarización espontánea.

El método se basa en la medición de las propiedades que poseen ciertos cuerpos de emitir una corriente eléctrica bajo - condiciones bien definidas. Esta propiedad se llama polarización espontánea.

La polarización se produce en materiales bastante conductores y la diferencia de potencial natural que se genera es lo que se trata de medir en este tipo de prospección, es decir, las co----rrientes "parásitas" que son susceptibles de medirse y de interpretarse tales como la polarización de minerales muy conductores o la debida a fenómenos hidrológicos (electrofiltración).

Para medir la polarización se requiere de un potenciómetro, - dos electrodos impolarizables y cable conductor. Las mediciones se efectúan en forma de líneas perpendiculares a la zona o cuerpo donde se supone la mineralización. Se coloca el aparato y su

electrodo en un punto fijo, mientras que el otro se mueve de una distancia siempre constante.

La interpretación de las medidas es generalmente de tipo cualitativo y sólo en casos particulares se puede calcular la profundidad de un yacimiento dando sus dimensiones.

e).- Polarización inducida.

Cuando, por medio de un dispositivo tetrapolar clásico - AMNB, se envía en el subsuelo una corriente entre A y B, y que se interrumpe bruscamente esta corriente, se observa que subsiste entre los electrodos MN una diferencia de potencial que se disipa en algunos décimos de segundo. Este potencial residual se llama polarización inducida.

El paso de una corriente eléctrica en una roca se acompaña de procesos electroquímicos, cuyo carácter e intensidad están subordinados esencialmente a las propiedades físicas y químicas de esta roca.

En este tipo de estudio, la interpretación es cualitativa y a veces cuantitativa. Es siempre cualitativa en lo que se refiere a los resultados de perfiles. Para un terreno subhorizontal, las anomalías se encuentran a la vertical del o de los cuerpos perturbadores. La intensidad de estas anomalías y el conocimiento de los factores geológicos locales permiten, en la mayoría de los casos, de hacerse una idea sobre el origen del cuerpo perturbador.

#### 2. 4. 3. 3.- Método con sensores remotos.

El Sol es la principal fuente de energía en los procesos atmosféricos. La energía solar es una parte reflejada y en parte absorbida por la atmósfera. Una porción de la energía radiactiva absorbida por la atmósfera es remi-  
tida y puede dispersarse en el espacio o regresar a la superfi-  
cie de la Tierra.

La identificación de rocas, minerales y suelos es posible por medio del análisis de la distribución de las curvas de reflectan-  
cia espectral. Las diferentes clases de reflectancia y emitancia  
pueden ser registradas a través de ventanas atmosféricas y sir-  
ven para determinar los tipos de rocas y suelos.

Con los sensores remotos se obtienen dos tipos de datos de la radiación. La primera es la distribución espectral de la radia-  
ción emitida y reflejada por un material, es decir, el material  
puede determinarse por sus características espectrales. El segun-  
do tipo de datos es la distribución especial de la radiación re-  
gistrada.

Para el reconocimiento de la superficie terrestre, se utili-  
zan dos tipos básicos de exploración. Estos emplean dispositivos  
que registran la imagen o la energía emitida de la Tierra. Los  
dispositivos de registro pueden ser cámaras o barredores (sca-  
ner).

#### 2. 4. 3. 4.- Método Termométrico.

Este método está basado en la medición de las temperaturas del suelo y del subsuelo. Se emplea la noción del gradiente vertical y de grado geotérmico.

El gradiente vertical en el interior de un terreno es el cociente de la diferencia de temperaturas por la diferencia de profundidad; es en resumen, la diferencia de temperatura por unidad de profundidad.

El grado geotérmico es la cantidad de metros (o centímetros) que se debe aumentar a la profundidad para que la temperatura suba un grado centígrado.

Se distinguen dos categorías de estudios; la primera interesa en los primeros metros de la superficie y la segunda investiga las capas profundas. En ambos casos se miden las temperaturas con termómetros o con pares termoeléctricos según el caso.

La medición de las temperaturas superficiales sirven, por ejemplo, para la detección de fracturas, venidas de agua, variación del nivel freático superficial, etc. La medición profunda sirve para la clasificación de los diferentes niveles de una perforación.

#### 2. 4. 3. 5.- Método de los Trazadores Nucleares.

Este método se basa en el estudio de la circulación del agua en las rocas por medio de trazadores

nucleares; consiste en el reconocimiento de la composición isotópica ambiental de las aguas.

La ocurrencia de agua en rocas fracturadas da lugar a problemas que no ocurren en el caso de acuíferos claramente definidos.

Los radioisótopos satisfacen los mismos criterios para el uso de cualquier trazador. Este deberá presentar el comportamiento del agua que va a ser marcada y no sufrir pérdidas debido a absorción durante el paso del agua a través del acuífero o del medio a través de que pase el agua. Con estos criterios se deben considerar dos tipos de trazadores radiactivos:

- a).- Es aquél donde uno de los átomos de la molécula de agua es radiactiva, que será el trazador ideal. Para todo fin práctico, el tritio es el trazador radiactivo de este tipo.
- b).- Es un radiactivo en la forma de compuesto químico soluble en agua.

Como ya mencionamos anteriormente, los radioisótopos se pueden considerar como trazadores en vista de su alta sensibilidad de detección. Hay una variedad de radioisótopos con diferentes tipos de emisión radiactiva y vida media apropiada para una investigación particular, sin embargo, el problema se centra en la necesidad de marcar un compuesto que no sufra pérdidas de absorción.

## 2. 4. 3. 6.- Método del registro geofísico en pozos.

Este método se emplea de tal forma que es casi insustituible en la técnica de los sondeos mecánicos. Se destina al reconocimiento del subsuelo (sin límite de profundidad), usando una perforación previa. Con el transcurso del tiempo, este tipo de investigación fue combinando, entre sí, varios métodos geofísicos. Comenzó con el registro eléctrico, siguió con el registro termométrico, después el sísmico y se prolongó con el radiactivo...

### a).- Registros convencionales.

El registro de potencial espontáneo es el registro de la diferencia de potencial que existe entre un electrodo de referencia situado en la superficie y otro electrodo que se introduce en el pozo.

En el registro eléctrico, la resistividad es determinada mediante la emisión de una corriente eléctrica en el interior del pozo y midiendo la caída de potencial causada por esta corriente.

La interpretación de los registros eléctricos se basa en los contrastes de resistividad que existen entre los distintos tipos de formaciones que atraviesa el pozo. En estos resultados se deben tener en cuenta las características de la perforación como son el diámetro, el tipo de máquina, el lodo, la presión de inyección, etc.

En el caso del registro sísmico, se utilizan vibraciones emitidas a lo largo de la perforación que se miden a varias profundidades. Estas vibraciones pueden ser del tipo longitudinal o transversal según la necesidad.

El registro termométrico consiste en equipar la sonda que va a bajar en la perforación de un termopar, cuya resistencia varía rápidamente y también linealmente con la temperatura. Cualquier variación de temperatura se traduce en diferencia de potencial que se registra en la superficie por medio de un puente de Wheatstone.

Todos estos métodos tienen gran ventaja sobre la obtención de muestras en lo que respecta la profundidad. En efecto, su determinación es mucho más precisa que la que se obtiene cuando se consigue el testigo de los materiales.

#### b).- Registros radiactivos.

La investigación geofísica por los métodos de registro radiactivo incluye:

- la radiación natural o método de gammas,
- el método de densidad o método gammas-gammas, y
- la radiación provocada o método de neutrón y neutrón-gammas.

El método de gammas registra la radiactividad natural de las rocas.

La relación natural entre un estrato rocoso y su contenido radiactivo forma la base física para detectar zonas individuales - por el método de radiación natural y para realizar y analizar el perfilaje geológico.

El método de densidad o método gammas-gammas se realiza por medio de una sonda que contiene una fuerte emisora de gammas y - su detector correspondiente. Cuando la sonda se mueve a lo largo de la perforación, el detector mide la radiactividad gamma dispersa. Debido a que la cantidad de radiación gamma detectada es función de la densidad de las rocas alrededor de la perforación, el método gammas-gammas proporciona una medida de la densidad volumétrica de la roca saturada y no saturada a lo largo del pozo.

En la radiación provocada o método de neutrón, esencialmente se registra la radiación neutrónica dispersada, emitida por una fuente de neutrones rápidos, cuando la sonda se mueve a lo largo de la perforación. Este método se basa en la relación funcional de la gran sección transversal de los átomos de hidrógeno para - detener los neutrones rápidos y llevarlos a energías térmicas. - El método neutrónico nos da una medida del contenido de hidrógeno del medio a lo largo del perfil de la perforación y puede ser usualmente empleado en términos de humedad.

En el método neutrón-gammas, se registra la radiación gamma - emitida por los núcleos en la formación cuando ellos capturen - los neutrones térmicos emitidos por una fuente de neutrones rápidos en la sonda de registro. Los cálculos muestran que la captura de gammas por neutrones rápidos en un medio homogéneo depende de las propiedades moderadoras del medio, de su densidad y del -

número de gammas emitidas por captura neutrónica.

En estos métodos la sonda de medición se mueve a lo largo de la perforación que atraviesa la roca en la sección de investigación. Al moverse la sonda, se obtiene un diagrama del parámetro medido que se grafica en superficie. Esencialmente los resultados se obtienen en forma cualitativa.

#### 2. 4. 4.- Recomendaciones para llevar a cabo la exploración del subsuelo.

Para reconocer los sitios representativos de las condiciones en que se encuentra la masa rocosa, es de indudable utilidad la información geológica obtenida durante la exploración superficial representada en mapas geológicos de la zona en estudio, así como la información deducida por métodos geofísicos y los resultados de sondeos con perforación. En estos dos últimos tipos de estudio mencionados, los resultados obtenidos deberán representarse en cortes estratigráficos apoyados en datos topográficos y geológicos previamente procesados.

En algunos casos habrá que recurrir al ensaye en laboratorio de muestras obtenidas con sondeos de perforación para decidir la ubicación de las excavaciones. En estos casos, es conveniente efectuar un gran número de ensayos índice, rápidos y económicos; por ejemplo, se puede determinar la absorción de las diferentes muestras que, como es sabido, proporciona un índice del grado de alteración de la roca correspondiente, y está directamente relacionado con otras propiedades físicas y mecánicas de la misma.

## 2. 5.- DETERMINACION DE LAS PROPIEDADES MECANICAS DE LAS ROCAS.

Las principales características de la roca, usando el término en el sentido generalmente aceptado, son la anisotropía y - la discontinuidad de la estructura del material; es decir, habrá que investigar un estado de desintegración de la roca.

Aparte de las dos características de la roca antes mencionadas, existen otras características, las propiedades mecánicas, - que influyen notablemente en el comportamiento de un macizo rocoso. Estas propiedades mecánicas son: permeabilidad, resistencia y deformación.

Realmente suena trivial cuando decimos que cada investigación teórica de mecánica de rocas requiere un conocimiento de las propiedades mecánicas de la roca, pero para poder realizar un estudio relacionado con los macizos rocosos, podemos dividir las - principales propiedades de las rocas en dos categorías, a saber: resistencia y deformación. Estas propiedades determinan los efectos de los cambios hechos por el hombre en la estructura geológica y por lo tanto las fuerzas impuestas sobre estas estructuras hechas por el hombre.

Como ya mencionamos antes, la resistencia y la deformabilidad de un macizo rocoso son propiedades mecánicas que dependen de la resistencia y compresibilidad del material pétreo que constituye a los bloques del macizo y, además, del grado de fragmentación - de éste. Pueden considerarse, para fines de ilustración, dos situaciones extremas: una, representada por un enrocamiento, en el que la resistencia y la compresibilidad dependen básicamente de

la interacción entre los fragmentos de roca a través de sus contactos y representaría una condición en la que la resistencia y compresibilidad del conjunto difieren considerablemente de estas mismas propiedades en los bloques individuales. En el otro extremo un macizo rocoso sin fisuras, o bien con fisuras muy finas y en todas direcciones, formando grandes bloques entrelazados y -- todo el conjunto sometido a importantes esfuerzos de compresión naturales. En tal situación las propiedades mecánicas del macizo serán muy semejantes a las del material que forman a los bloques individuales. De estas consideraciones resulta obvio que la determinación de la resistencia y compresibilidad de un macizo rocoso debe hacerse fundamentalmente mediante pruebas de campo, - afectando volúmenes de roca en los que intervenga la acción de - varios bloques.

Las propiedades de la roca sana en una formación no son tan - importantes como la presencia de fisuras y grietas, o expresado en otros términos, la presencia de discontinuidades.

Las características aquí mencionadas son de importancia común en los diseños de obras de ingeniería tales como presas, túneles o casas de máquinas subterráneas, o bien, excavaciones a cielo - abierto; pero no de menor importancia son otras propiedades como la dureza, la abrasividad y la tenacidad de los bloques de roca, que tienen una influencia directa en las dificultades que pueden encontrarse en la ejecución de perforaciones y en los métodos de excavación.

Muchas son las fallas de estructuras de ingeniería ocurridas como consecuencia de una falta de comprensión del comportamiento

mecánico de las masas de roca y es a través de su estudio como - los geólogos y los ingenieros civiles han aprendido cada día más de este problema.

En los párrafos siguientes trataremos sobre la determinación, tanto en campo como en laboratorio, de las tres principales propiedades mecánicas de las rocas, que son, como volvemos a repetir: la permeabilidad, la resistencia y la deformabilidad.

#### 2. 5. 1.- Determinación de la permeabilidad.

En la mayoría de los mantos formados por roca, la permeabilidad es consecuencia de su fracturamiento o disolución. Sin embargo, ciertas areniscas, tobas y conglomerados, tienen una permeabilidad intrínseca no despreciable.

En México, las formaciones que han dado lugar a permeabilidad alta son las calizas cavernosas o cársticas, las formaciones volcánicas jóvenes que han sufrido un proceso muy rápido de enfriamiento y también la permeabilidad intrínseca de ciertas tobas - volcánicas con estratos pumíticos o de arena poco cementada.

#### 2. 5. 1. 1.- Determinación en campo.

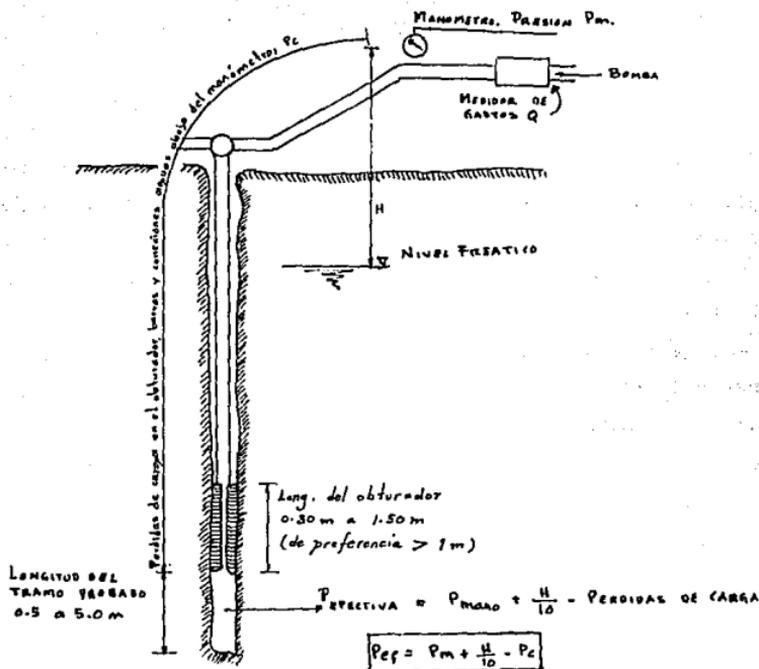
El gasto de filtración,  $Q$ , a través de una masa rocosa varía en función de la presión aplicada,  $p$ .

Resulta, por tanto, importante determinar el gasto de filtración a través de las fisuras de una masa rocosa, variando la magnitud de la presión aplicada. Los ensayos de campo que permiten

llevar a cabo esta determinación son la prueba Lugeon y la prueba Lefranc.

a).- Prueba Lugeon.

Consiste en medir el gasto de agua en litros por minuto y por metro lineal de perforación que absorbe un manto bajo una presión de  $10 \text{ kg/cm}^2$ . La prueba se realiza comúnmente en tramos de 3 a 5 m de longitud, aislándolos con empaques de cuero o de hule (fig. 2. 24.). Empero, la longitud del tramo de prueba no debe fijarse rígidamente sino que por el contrario, ha de adaptarse a la naturaleza del terreno. En un material interestratificado, con estratos de permeabilidad muy variable y de espesor menor de 5 m, resulta necesario reducir la longitud del tramo de prueba con objeto de obtener resultados correspondientes a cada estrato. En caso que la masa de roca por estudiar sea homogénea, se podrá fijar de antemano la longitud del tramo de prueba. Sin embargo, aún en este caso, al mantener constante la longitud del tramo de prueba, resulta imposible formar una idea precisa de las características de fisuración de la roca. En efecto, si un tramo de 5 m de longitud absorbe 10 lt/min a una presión de  $10 \text{ kg/cm}^2$ , esto puede deberse a la presencia de una sola fisura grande o a 10 fisuras de dimensiones reducidas o a 100 fisuras muy finas. Para lograr un conocimiento más detallado de la fisuración de la roca, es recomendable variar la longitud de prueba. En caso de que exista una fisuración única en un tramo de 5 m en 4 de las pruebas efectuadas con longitud de 1 m la absorción será nula y será grande durante el ensaye del quinto tramo. De ser homogénea la distribución de las fisuras a lo largo de los 5 m, las absorciones medidas en las cinco pruebas de 1 m de longitud serán idénticas. La diferencia entre los dos casos, fisura



1 Lugeon = 1 litro por metro y por minuto bajo  $10 \text{ kg/cm}^2$  de presión efectiva.

1 Lugeon  $\approx 10^{-7} \text{ m/seg.}$

Fig. 2. 24.- Prueba Lugeon.

única o fisuración uniformemente distribuida, es importante para el diseño del proceso de inyección de la masa rocosa.

Para obtener el gasto de absorción en términos de la presión de inyección, se varía en un mismo tramo la presión aplicada según la secuencia: 1, 2, 4, 6, 8, 10, 8, 6, 4, 2, 1 kg/cm<sup>2</sup>. La presión de inyección leída en el manómetro debe corregirse por pérdidas de carga en la tubería y por altura del nivel freático con respecto al tramo probado.

La forma de las curvas de gastos de absorción en función de la presión de inyección es muy variable. Salvo en contados casos no es lineal. La fig. 2. 25. presenta varios casos típicos. Como no es lineal la relación entre gastos y presiones, resulta inadmisibles extrapolar los datos obtenidos; es frecuente que, por limitaciones en la bomba, no se alcance la presión 10 kg/cm<sup>2</sup> e ingenuamente se proporcionen absorciones extrapoladas; esto es incorrecto. En particular, al aumentar la presión se observa, a menudo, una pseudo-discontinuidad, que por lo general se atribuye a un fracturamiento inducido en la roca, puede deberse a una apertura progresiva de las fisuras existentes en la roca. En la fig. 2. 25. se presenta un ejemplo de esta situación. Así, la predicción teórica del proceso de apertura y cierre de las fisuras por efecto de las presiones de inyección se verifica experimentalmente en forma notable.

Las pruebas Lugeon toman mucho tiempo, pues para cada presión debe esperarse hasta alcanzar la condición de flujo establecido. Por ello se prefiere realizarlas después de terminada la perforación. La determinación es susceptible de errores importantes por

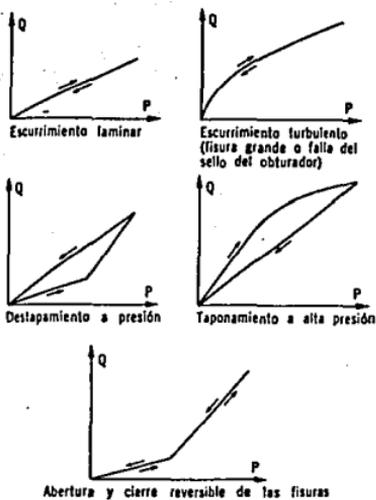


Fig. 2. 25.- Prueba Lugeon.  
Gasto de absorción vs presión de inyección.

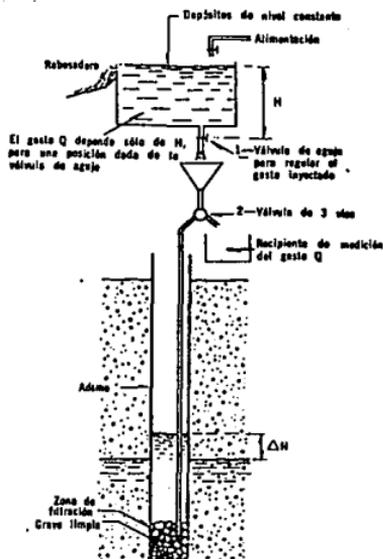


Fig. 2. 26.- Prueba Le Franc.  
Dispositivo de ensaye.

fugas en los empaques o por flanqueo en rocas muy fracturadas. - En este último caso se utiliza, comúnmente, el método Lefranc.

b).- Prueba Lefranc.

Consiste en inyectar agua en el terreno saturado, convirtiendo el pozo en un permeámetro de carga constante (fig. 2. 26). Con base en el gasto de inyección,  $Q$ , y el valor de la sobrecarga,  $\Delta H$ , se determina la permeabilidad,  $k$ , del medio por la ec.:

$$Q = Ck\Delta H \quad (2. 30)$$

donde  $C$  es un coeficiente que caracteriza la geometría del área de infiltración. Si esta es cilíndrica, de longitud  $L$  y radio  $r$ , el valor de  $C$  resulta:

$$C = \frac{4\pi}{\frac{1}{2L} \cdot \log \frac{L}{r}} \quad (2. 31)$$

La ecuación anterior procede del análisis del flujo establecido de agua en un material saturado. Por tanto, antes de efectuar la prueba, es esencial asegurarse de que el material está localizado bajo el nivel freático.

Este método proporciona el valor del coeficiente de permeabilidad horizontal de un volumen reducido de material que rodea el tramo ensayado. Por tanto, las heterogeneidades locales en la zona de inyección influyen en el resultado de la prueba.

## 2. 5. 1. 2.- Determinación en laboratorio.

La permeabilidad (coeficiente de permeabilidad,  $k$ ) se obtiene en el laboratorio midiendo el volumen de agua o fluido que pasa a través de la muestra en un determinado tiempo cuando el fluido está sometido a una presión constante (permeámetro de carga constante).

### a).- Permeámetro de carga constante.

Ofrece el método más simple para determinar el coeficiente de permeabilidad de la roca probada. Una muestra de roca de área transversal  $A$  y longitud  $L$ , confinada en un tubo, se somete a una carga hidráulica  $h$  (fig. 2. 27.). El agua fluye a través de la muestra, midiéndose la cantidad (en  $\text{cm}^3$ ) que pasa en el tiempo  $t$ . Aplicando la ley de Darcy:

$$V = kAt \quad (2. 32)$$

donde  $V$  es la mencionada cantidad de agua.

El gradiente hidráulico vale:

$$i = \frac{h}{L} \quad (2. 33)$$

Entonces:

$$k = \frac{V L}{h A t} \quad (2. 34)$$

El inconveniente del permeámetro es que, en rocas poco permea

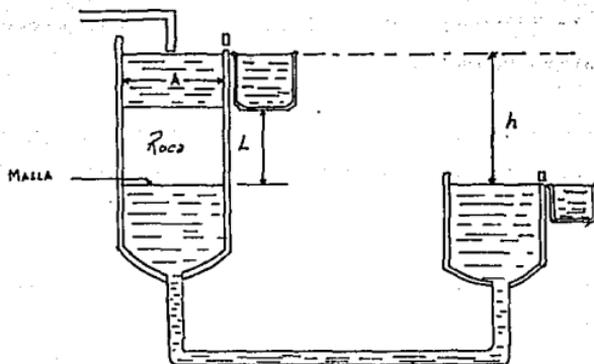


Fig. 2. 27.- Esquema del permeámetro de carga constante.

bles, el tiempo de prueba se hace tan largo que deja de ser práctico, usando gradientes hidráulicos razonables.

b).- Prueba de permeabilidad radial.

Un procedimiento alternativo para medir la permeabilidad es mediante la generación de un flujo radial en un espécimen de roca, cilíndrico y hueco.

Cuando la presión hidráulica es exterior (flujo convergente) se generan esfuerzos de compresión que provocan que las fisuras se cierren.

Cuando la presión hidráulica es interior (flujo divergente) se generan esfuerzos de tensión lo que originan que las fisuras se abran.

La "sensitividad" de una roca caracteriza la magnitud de la variación de la permeabilidad de una roca al abrirse o cerrarse las fisuras bajo el efecto de una modificación del estado de esfuerzos actuantes.

La presión hidráulica interior (flujo divergente) no deberá ser muy grande ya que puede ocasionar la falla de probetas por tensión. La permeabilidad medida con flujo divergente es mayor o igual a la medida con flujo convergente.

A partir de estas pruebas se define como Sensitividad

$$S = \frac{k_{div.}}{k_{conv.}} \quad (2. 35)$$

$k$  div.- permeabilidad de la roca cuando se aplica presión interior (flujo divergente). La presión utilizada normalmente es de  $P = 1 \text{ kg/cm}^2$ .

$k$  conv.- Permeabilidad de la roca cuando se aplica presión exterior (flujo convergente).  $P = 50 \text{ kg/cm}^2$ .

La expresión para calcular la permeabilidad  $k_{\text{div}}$  ó  $k_{\text{conv}}$  se obtiene (fig. 2. 28.):

Para el cilindro entre  $R_2$  y  $R_1$  de longitud  $L$ , el flujo radial  $q_r$  a través de la circunferencia de radio  $r$  es, según la ley de Darcy

$$q = -k \frac{dh}{dr} 2\pi r L$$

$$\frac{dr}{r} = -\frac{k 2\pi L}{q} dh$$

integrando de  $R_1$  a  $R_2$

$$L_n \left( \frac{R_2}{R_1} \right) = \frac{k 2\pi L (h_1 - h_2)}{q}$$

quedando

$$k_{\text{div.}}^{\text{conv.}} = \frac{q \cdot L_n (R_2/R_1)}{2\pi \cdot L \cdot \Delta H} \quad (2. 36)$$

donde

- $q$  - volumen de agua por unidad de tiempo (gasto)
- $L$  - longitud del espécimen
- $R_2$  y  $R_1$  - radio exterior e interior del espécimen

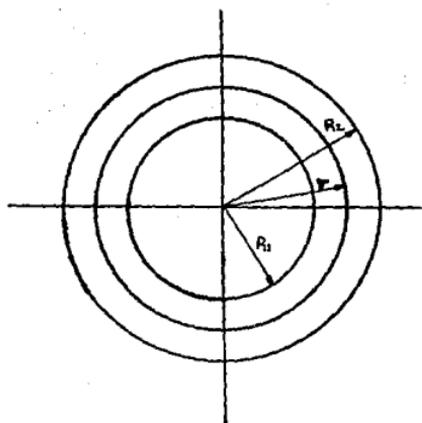


Fig. 2. 28.- Planta del cilindro para la determinación de la permeabilidad radial.

$\Delta W$  - diferencia de carga a través de la región de flujo correspondiente a  $\Delta P$ .

La expresión (2. 36) puede escribirse

$$k_{div.}^{conv.} = L_n \left( \frac{R_2}{R_1} \right) \left( \frac{p}{2\pi L} \cdot \frac{L}{P} \right) \quad (2. 37)$$

donde  $p$  es la presión aplicada al fluido.

Otra ventaja de la prueba de permeabilidad radial radica en - que es posible distinguir el flujo en las fisuras de el flujo de los poros y cavidades esféricas.

Normalmente la permeabilidad de rocas densas medida en el laboratorio en: granitos, basaltos, esquistos, limolitas cristalinas, etc., muestran valores mucho menores que las medidas en el campo. La razón de estas discrepancias se atribuye a la existencia de una malla o conjunto de fracturas o juntas que atraviesan a la masa de roca. Snow (1965) idealizó el macizo rocoso suponiendo atravesado por tres familias de fracturas mutuamente perpendiculares, con paredes paralelas, aberturas idénticas y rugosidad y espaciamiento idénticos; así pues, la permeabilidad de una masa de roca se puede estimar teóricamente:

$$k = \frac{\gamma^3}{6\mu} \left( \frac{e^3}{S} \right) \quad (2. 38)$$

donde  $S$  es el espaciamiento entre fracturas  
 $e$  abertura de las fisuras  
 $\mu$  viscosidad del fluido

Como comentario adicional, la abertura y el espaciamiento de fracturas nos dan, por otra parte, un índice de la calidad del macizo rocoso.

En la tabla 2. 4. se presentan los valores de la permeabilidad de algunas rocas, medida en laboratorio y en campo.

Permeabilidad típica de las rocas

k (cm/s) para rocas con agua a 20°C como fluido.		
	Laboratorio	Campo
Arenisca	$3 \times 10^{-3}$ a $8 \times 10^{-8}$	$1 \times 10^{-3}$ a $3 \times 10^{-8}$
Arenisca de navajo	$1 \times 10^{-3}$	
Arenisca de Berea	$1 \times 10^{-5}$	
Grauvaca	$3.2 \times 10^{-8}$	
Lutita	$10^{-9}$ a $5 \times 10^{-13}$	$10^{-8}$ a $10^{-11}$
Lutita de Pierre	$5 \times 10^{-12}$	$2 \times 10^{-9}$ a $5 \times 10^{-11}$
Caliza, Dolomita	$10^{-5}$ a $10^{-13}$	$10^{-3}$ a $10^{-7}$
Caliza salem	$2 \times 10^{-6}$	
Basalto	$10^{-12}$	$10^{-2}$ a $10^{-7}$
Granito	$10^{-7}$ a $10^{-11}$	$10^{-4}$ a $10^{-9}$
Esquisto	$10^{-8}$	$2 \times 10^{-7}$
Esquisto fisurado	$1 \times 10^{-4}$ a $3 \times 10^{-4}$	

TABLA 2. 4.- Permeabilidades típicas de las rocas (de campo y de laboratorio).

c).- Determinación de la permeabilidad al aire.

La prueba para medir la permeabilidad al aire se realiza con un dispositivo como el que se muestra en la fig. 2. 29.

El procedimiento de la prueba es el siguiente:

- 1.- Se coloca y sella la muestra.
- 2.- Se abre la válvula de vacío, elevándose el mercurio.
- 3.- Se cierra la válvula de conexión al vacío.
- 4.- Se destapa el recipiente porta muestra, penetrando el aire a través de ella, lo que hace bajar el nivel del mercurio. La velocidad de descenso determina la permeabilidad al aire.

Se observa claramente que el mecanismo es similar al de un - permeámetro de carga variable.

$$dv = kA \frac{h}{L} dt \times 13.6 \quad (2. 39)$$

donde:

dv - volumen de aire que pasa a través de la muestra en un tiempo dado.

También se puede calcular:

$$dv = a \cdot dh \quad (2. 40)$$

donde a = área transversal del tubo,

entonces:

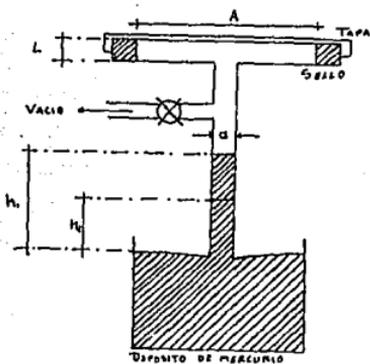


Fig. 2. 29.- Dispositivo utilizado para la determinación de la permeabilidad al aire.

$$13.6 \times k_a \times A \times \frac{h}{L} dt = a \cdot dh \quad (2.41)$$

$$\frac{dh}{h} = k_a \frac{A}{a \cdot L} dt \times 13.6 \quad (2.42)$$

integrando entre los límites  $h_1$  (inicial) y  $h_2$  (final)

$$k_a = \frac{a}{A} \cdot \frac{L}{t} \cdot \log_N \left( \frac{h_1}{h_2} \right) \cdot \frac{1}{13.6} \quad (2.43)$$

donde: A - área de la sección transversal de la muestra.  
13.6 - densidad del mercurio.

La experiencia indica que si el valor de  $k_a$  (permeabilidad al aire) es menor de  $10^{-7}$  cm/s., la fisuración es insuficiente y el material no es alterable, al ser nulo el gasto de filtración del agente agresivo (agua) en ella.

## 2. 5. 2.- Determinación de la resistencia.

Como sabemos, la resistencia de una roca es la capacidad de ésta para soportar la acción de fuerzas externas. - A continuación trataremos sobre las pruebas que existen para determinar la resistencia de los macizos rocosos; los tipos de resistencia que abordaremos son: resistencia a la tensión, resistencia a la compresión y resistencia al esfuerzo cortante.

### 2. 5. 2. 1.- Pruebas de resistencia a la tensión.

Existen diferentes métodos para determinar la resistencia a la tensión de los materiales rocosos,

entre los cuales mencionaremos los siguientes: tracción simple, método brasileño y método centrífugo.

a).- Tracción simple.

Este método es el más antiguo y el menos preciso. Es muy difícil manejar la probeta en la máquina de tracción sin crear las concentraciones de esfuerzos en los lugares de mordazas y es también difícil aplicar la carga axial para tener la tensión pura en la sección transversal de la probeta.

Estos estudios se efectúan como regla en los especímenes cilíndricos, fijándolos con azufre en los coples especiales. La aplicación de la carga se hace a través de las articulaciones tipo cardan o por medio de las cadenas para evitar la aparición del momento flexionante y aplicar la carga más axial posible. Además hay que compensar el peso del dispositivo para aplicar la carga que está colgada al espécimen en su parte de abajo.

En la fig. 2. 30. se puede apreciar el dispositivo que usan en el Laboratorio de Materiales de la S.R.H. para probar los especímenes cilíndricos de concreto.

b).- Método brasileño.

Si a un espécimen cilíndrico se le aplica la carga de compresión por las dos generatrices opuestas, en el plano diametral que pasa por estas dos generatrices, van a aparecer los esfuerzos de tensión casi uniformemente distribuidos por ese plano (fig. 2. 31.).

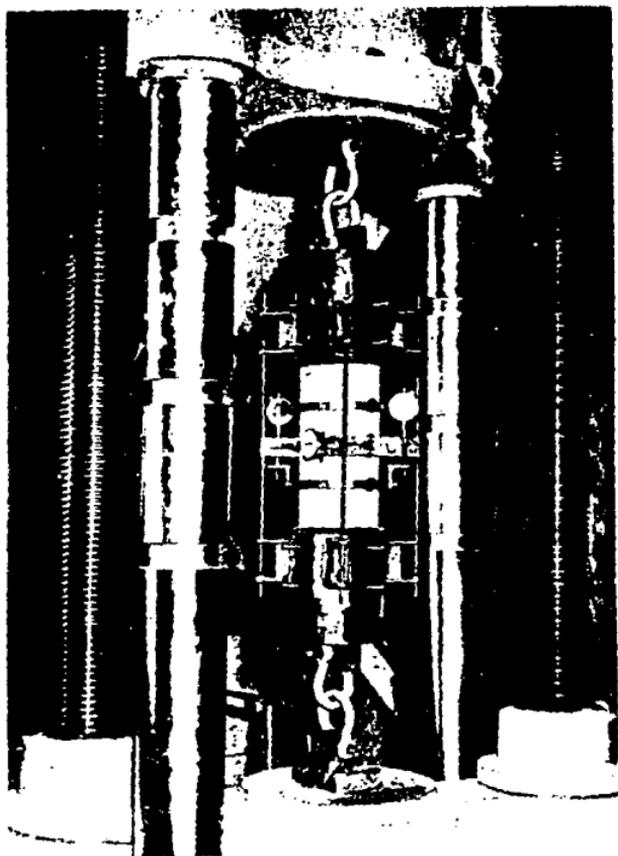


Fig. 2. 30.- Dispositivo de tensión axial.

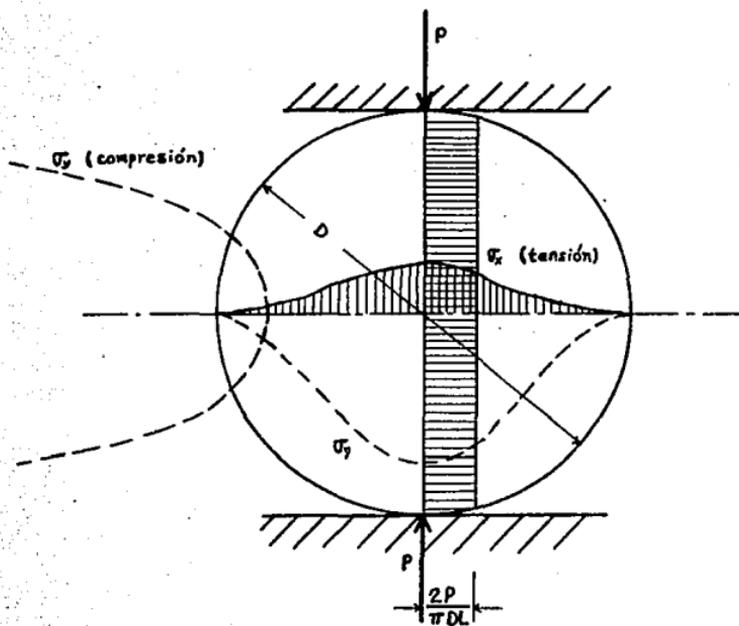


Fig. 2. 31.- Distribución de los esfuerzos en el cilindro durante la prueba brasileña.

El valor de este esfuerzo es:

$$\sigma_x = \frac{2P}{\pi D L} \quad (2.44)$$

donde: P = la carga.

D = el diámetro del cilindro y

L = su longitud.

Y en el otro plano diametral, el cual es normal al mencionado, van a aparecer los esfuerzos de compresión que alcanzan su valor máximo en el centro del cilindro.

$$\sigma_y = \frac{6P}{\pi D L} \quad (2.45)$$

Aquí podemos ver que el esfuerzo de compresión que aparece en el cilindro solamente es tres veces mayor que el esfuerzo de tensión. En los materiales rocosos la resistencia a la compresión siempre es mucho mayor (diez o más veces) que la resistencia a la tensión; esto permite utilizar las pruebas de este tipo para determinar la resistencia a la tensión de esos materiales.

En una prueba se debe aumentar la carga P hasta que los esfuerzos  $\sigma_x$  alcancen la resistencia a la tensión de los materiales rocosos.

Durante muchos años se ha usado este método, que ha cobrado gran auge, debido a su gran sencillez y siempre se supuso que el valor de la resistencia obtenido por dicho método fue el valor de la resistencia axial.

c).- Método centrífugo.

Método realizado en Francia por Jean Bernaix. Un espécimen de 36 mm de diámetro y 18 cm de longitud se coloca en un cilindro de acero con una longitud un poco mayor que la del espécimen. Este cilindro metálico gira sobre un eje central perpendicular al eje longitudinal del cilindro. Entonces al empezar la rotación, el espécimen dentro del cilindro metálico se coloca sobre uno de los dos extremos de este último y, en el cuerpo del espécimen, se crea un estado de los esfuerzos de tensión presentado en la fig. 2. 32. Estos esfuerzos no son uniformes y alcanzan su valor máximo en la parte media del espécimen.

$$\sigma_x = \rho w^2 \frac{x^2}{2} \quad (2. 46)$$

donde:

$\rho$  = la densidad de la roca.

$w$  = la velocidad de rotación (revoluciones por segundo).

$0 \leq x \leq \frac{L}{2}$  = la coordenada longitudinal.

$L$  = la longitud del espécimen.

Entonces, sabiendo la velocidad de rotación, la densidad del material y la posición del plano de falla, se puede determinar la resistencia a la tensión de este material.

2. 5. 2. 2.- Pruebas de resistencia a la compresión.

Estos ensayos permiten determinar la resistencia y deformabilidad de un macizo rocoso siempre y -

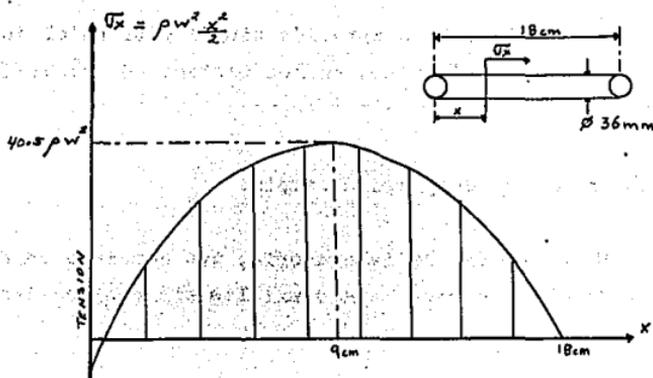


Fig. 2. 32.- Distribución de los esfuerzos longitudinales en la probeta.

cuando la fisuración del espécimen sea representativa de la del macizo. Los resultados de estos ensayos se emplean en el diseño de revestimientos de túneles bajo presión y de cimentaciones de estructuras pesadas.

La resistencia a la compresión simple y triaxial interviene, junto con otros parámetros, en los sistemas de clasificación ingenieril de las masas rocosas (subcapítulo 2. 8.).

a).- Ensaye de compresión simple.

Es el ensaye de laboratorio, que consiste en aplicar a los especímenes de roca cargas axiales sin confinamiento (fig. - 2. 33.).

Los especímenes son generalmente cilindros de 2.5 a 7.5 cm de diámetro y altura igual a dos diámetros.

La resistencia del espécimen es el valor del esfuerzo bajo el cual el material falla. Dicho esfuerzo se calcula comúnmente en megapaskales, MPa o kilopaskales, KPa. (1 MPa = 1000 KPa = 10 bares = 10.197 kg/cm<sup>2</sup>).

El intervalo de variación de la resistencia a la compresión simple en rocas es usualmente de 5 a 400 MPa.

En pruebas de deformación bajo carga constante (creep) se requiere adaptar al marco de carga un sistema de control especial a base de resortes, hidroneumático, electroneumático, o electrónico para mantener la carga constante durante la deformación del

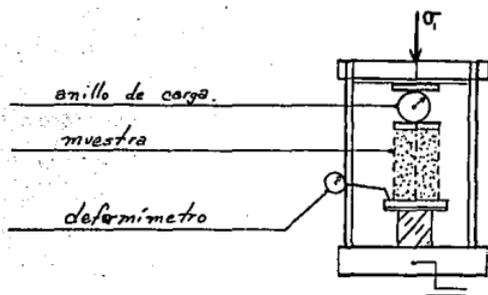


Fig. 2. 33.- Compresión simple.

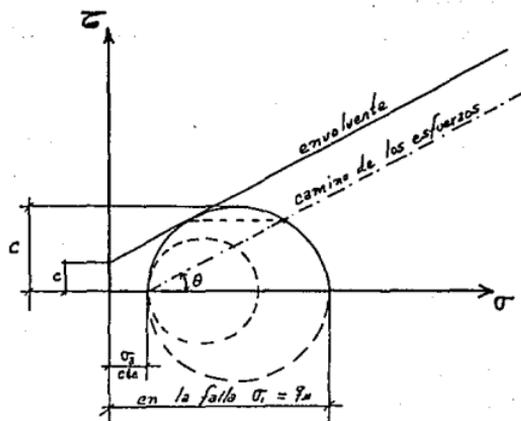


Fig. 2. 34.

espécimen.

En las pruebas de compresión simple se considera que no existen fuerzas de confinamiento y que por lo tanto  $\sigma_3 = 0$ . La verdad es que desde que un cuerpo mantiene una determinada forma es porque existen fuerzas permanentes que mantienen unidas a las partículas y que en el sentido lateral obrarían como esfuerzos que se oponen a la deformación en ese sentido, lo que obliga a la consideración de que  $\sigma_3 \neq 0$ , y que tanto en las rocas como en los suelos puede considerarse igual a la cohesión,  $C$ .

Considerando el esquema de la fig. 2. 34. se pueden deducir algunas características de este ensayo, que por ser de muy fácil ejecución tiene una gran aceptación en la mayoría de los estudios geotécnicos por lo que se ha pretendido establecer relaciones con pruebas más complejas y costosas, para agilidad y economía de los diseños.

En la representación gráfica de la prueba se observa que  $\sigma_3 = Cte.$  y que de acuerdo con el análisis anterior podría  $\sigma_3 = 0$ .

También sobresale el hecho de que si el comportamiento fuese estrictamente cohesivo el ángulo de desviación del plano de los esfuerzos críticos en la falla sería  $\theta = 45^\circ$  y la cohesión quedaría determinada por la intersección con una tangente al círculo que sería paralela al eje de los esfuerzos normales en la falla. La tangente es un lugar común de las coordenadas de un punto en el círculo de falla ( $\sigma_3$  y  $\sigma_1$ ) y se llama envolvente.

Es claro que en la prueba de compresión simple no existe la posibilidad de determinar el ángulo  $\theta$  de desviación del plano de los esfuerzos críticos y por lo tanto resulta imposible encontrar el punto de tangencia de la envolvente y la intersección en el eje de los esfuerzos tangenciales para el valor de la cohesión.

Sin embargo, en la necesidad de valerse de las ventajas y comodidades de esta prueba y haciendo la consideración real de que la prueba de compresión simple es un caso particular de la compresión triaxial, se ha llegado a establecer que, llamando  $q_u$  al valor de  $\sigma_1$  para el cual la muestra falla, el valor de cohesión en los comportamientos cohesivo friccionantes es la mitad del esfuerzo normal en la falla:

$$\frac{q_u}{2} = c \quad (2.47)$$

También se está investigando la posible relación existente entre la inclinación del "camino de los esfuerzos" y el ángulo de desviación del plano de falla,  $\theta$ .

Se llama camino de los esfuerzos a la representación gráfica de la relación esfuerzo-deformación desde la carga inicial hasta el valor de la carga en la falla. En las pruebas de compresión simple y en suelos, la línea tiende a ser una recta para un amplio intervalo de valores.

b).- Ensayo de compresión triaxial o confinada.

Los ensayos de compresión triaxial simulan los esfuerzos

que soporta la muestra de roca en la naturaleza. El confinamiento que tienen las rocas en la naturaleza puede definirse como un estado de esfuerzos que es factible representar con los esfuerzos normales denominados principales ( $\sigma_1$ ,  $\sigma_2$  y  $\sigma_3$ ), que actúan en direcciones ortogonales. En la cámara triaxial, por simplicidad, los esfuerzos principales laterales permanecen iguales durante la prueba ( $\sigma_2 = \sigma_3$ ). (Ver fig. 2. 35.).

La fig. 2. 36. muestra un corte longitudinal a través de una cámara triaxial con dispositivo para medir la presión intersticial, denominada también presión de poro.

La mayoría de los laboratorios emplean aparatos capaces de ensayar muestras cilíndricas de roca de 5 a 7.5 cm de diámetro con carga axial de 100 a 200 ton y confinamiento de 300 a 600  $\text{kg/cm}^2$ . La cámara triaxial del Bureau of Reclamation es capaz de ensayar núcleos de 15 cm de diámetro y 30 cm de altura y alcanzar 3600 ton de carga axial y 9000  $\text{kg/cm}^2$  de presión confinante.

Hasta 1963, los ensayos triaxiales se efectuaban sin drenaje ni medición de la presión de poro. Observaciones posteriores contemplaron la necesidad de medir la presión de poro a fin de obtener una información más detallada y más realista acerca de la resistencia de la roca.

En este tipo de prueba, en muestras de un mismo material, la presión de confinamiento ( $\sigma_3$ ) puede variarse a voluntad, de una muestra a otra. Esta variación no es arbitraria sino que se relaciona con la presumible condición de trabajo para lo cual se debe tener en cuenta el análisis de Bousinesq y especialmente la

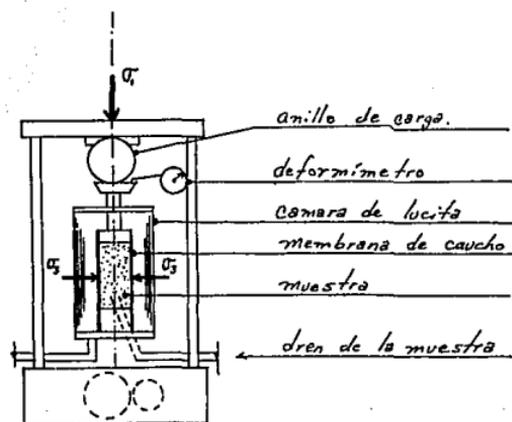


Fig. 2. 35.- Compresión triaxial.

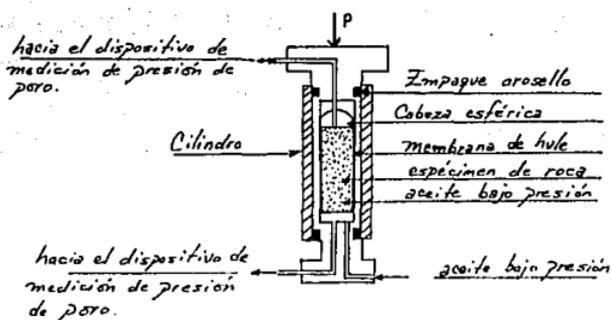


Fig. 2. 36.- Corte esquemático de una cámara triaxial diseñada para medir la presión de poro.

relación:

$$K = \frac{\sigma_3}{\sigma_1} \quad (2.48)$$

recordando que:  $\sigma_h = f(\sigma_v)$ .

En suelos las presiones de confinamiento pueden ser de 1, 2, 3 kg/cm<sup>2</sup>. En el caso de las rocas, los esfuerzos en la falla pueden ser 10 o 100 veces mayores que en los suelos y esto requiere equipos muy complejos y gigantescos que encarecen y complican la investigación; por estas razones se insiste en establecer relaciones con la prueba de compresión simple, en muestras de un mismo material, generalmente cortadas de núcleos rocosos muestreados por rotación.

Con los datos de  $\sigma_3$  y  $\sigma_1$  de cada muestra, se dibujan los círculos de Mohr. Como cada círculo representa una condición de falla, la inclinación del plano de los esfuerzos críticos  $\theta$  es el mismo para cada una de las muestras falladas y el punto en cada círculo que contiene los esfuerzos críticos  $\sigma_\theta$  y  $\tau_\theta$ , tiene un lugar común que es la tangente a los círculos y que recibe el nombre de envolvente de falla, con una inclinación que es el ángulo ( $\phi$ ) de fricción interna del material y la intersección con el eje  $\tau$  determina el valor de la cohesión  $C$ .

La fig. 2. 37. muestra los detalles a los que hemos hecho alusión. En esta figura vemos claramente que según la definición de la envolvente de falla, el caso particular de la compresión simple es también un círculo de falla tangente con  $\sigma_3 = 0$ .

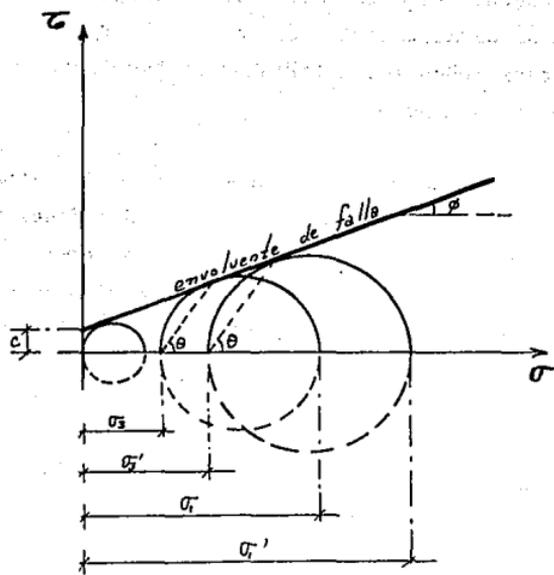


Figura 2. 37.

## 2. 5. 2. 3.- Pruebas de resistencia al esfuerzo cortante.

Se han propuesto varias teorías - que expresan el valor del esfuerzo principal máximo en la falla en función de los otros esfuerzos principales y de constantes de comportamiento, basadas en conceptos fenomenológicos observados en materiales sujetos a estados de esfuerzos tridimensionales. - En general, las teorías consideran que la falla ocurre cuando el esfuerzo, la deformación o la energía de deformación alcanza un valor característico del material. Estas teorías se han aplicado a casi todos los materiales de construcción y pueden ser aplicadas a las rocas.

La teoría de Mohr, supone que en la falla el esfuerzo normal y el esfuerzo cortante están ligados funcionalmente por medio de una relación  $\tau = f(\sigma)$  que es característica del material. La representación gráfica de esta función en el plano  $(\sigma, \tau)$  - se conoce como curva intrínseca o envolvente de Mohr.

El conocimiento de la resistencia al esfuerzo cortante de las masas rocosas, es considerado en nuestros días como uno de los - problemas más importantes para el diseño.

### a).- Pruebas de laboratorio.

Existen diferentes instalaciones para efectuar en el laboratorio una prueba del espécimen rocoso al cortante directo. - En la fig. 2. 38. está presentado un dispositivo que se utiliza para realizar pruebas al cortante de los especímenes de roca de

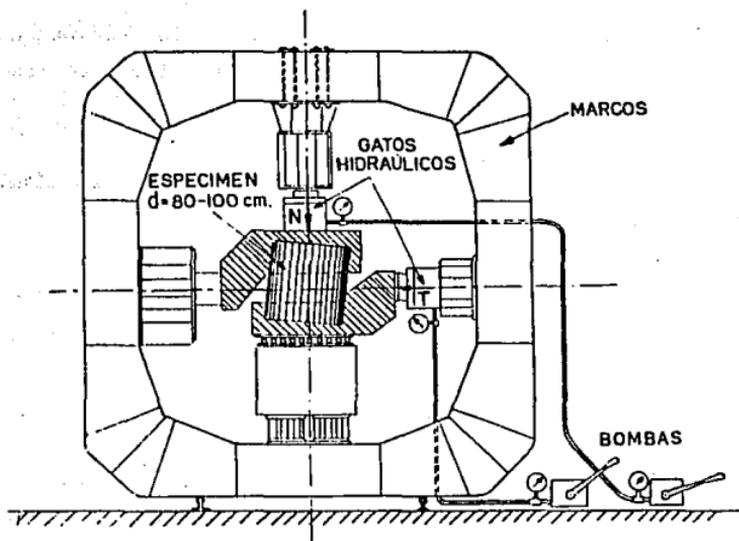


Fig. 2. 38.- Dispositivo para probar los especímenes de roca al cortante directo.

un diámetro de 80 a 100 cm.

El espécimen de roca está injertado en los bloques de concreto y la aplicación de la carga se hace por medio de los gatos hidráulicos.

En la fig. 2. 39. se puede ver un esquema de la máquina de corte directo tipo Casagrande.

Un método muy sencillo fue propuesto por N. Lundborg, en Suecia, para probar los especímenes de roca de 15 mm de diámetro y de 75 mm de longitud. El esquema del aparato está representado en la fig. 2. 40.

Las pruebas al corte directo se efectúan aplicando a un espécimen de roca una carga normal constante "N" y una carga tangencial "T" que crece desde cero a su valor máximo.

Durante la prueba se mide la deformación vertical del espécimen y la deformación horizontal, o mejor dicho, el desplazamiento de la parte superior del espécimen sobre la parte inferior del mismo.

En el diagrama de la fig. 2. 41. se pueden ver las curvas esfuerzo-deformación para este caso. La curva I representa la relación esfuerzo-desplazamiento horizontal y la curva II representa la deformación vertical del espécimen durante la prueba.

Entonces, al aumentar la carga tangencial "T", manteniendo constante la carga normal "N", se aumentan los esfuerzos cortan-

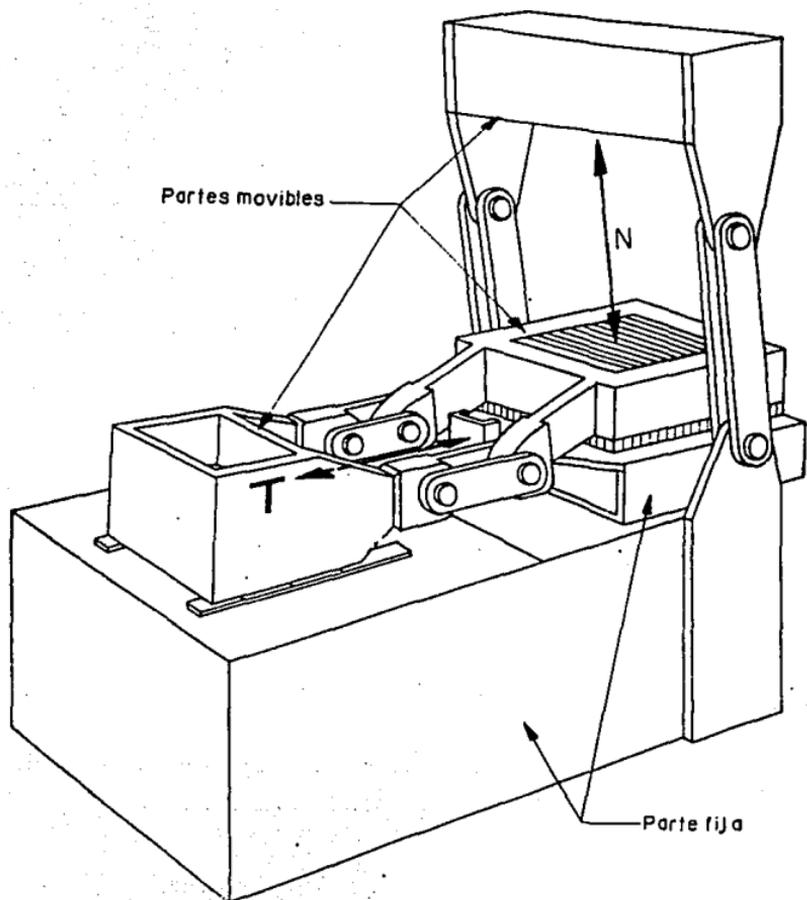


Fig. 2. 39.- Aparato del corte directo. Esquema principal.

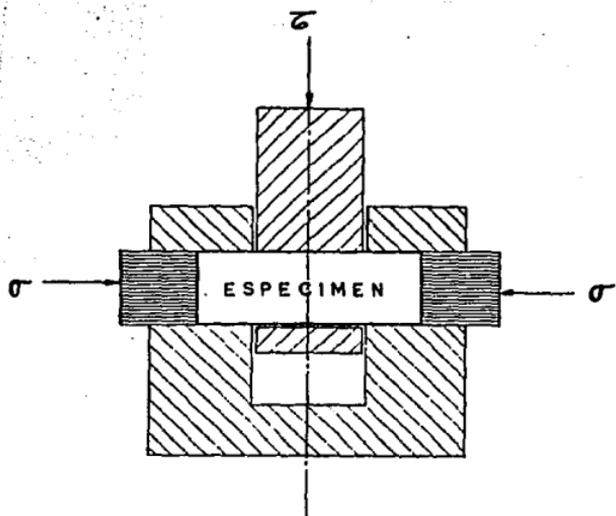


Fig. 2. 40.- Dispositivo para las pruebas al cortante de los especímenes rocosos.

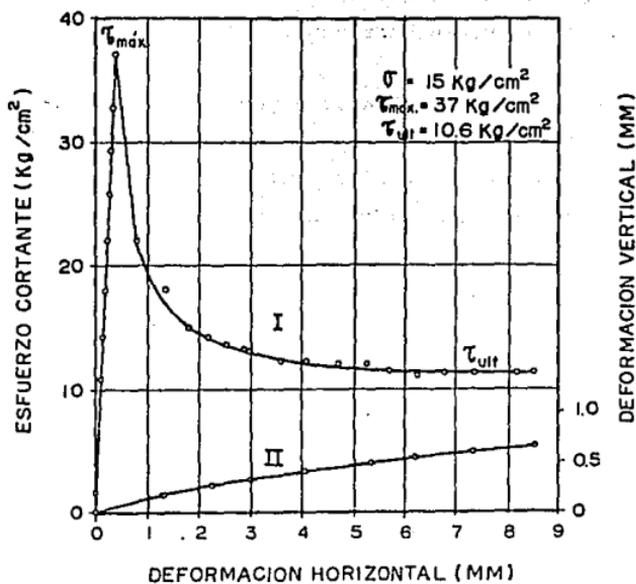


Fig. 2. 41.- Diagrama esfuerzo-deformación para la - prueba al cortante.

tes  $\tau$  hasta que llegan a su máximo  $\tau_{m\acute{a}x}$  cuando se rompe la roca y aparece la grieta horizontal.

Después de eso, la parte superior del espécimen, ya separada de la inferior, recibe mayor libertad en su desplazamiento y las deformaciones horizontales crecen más rápido. El esfuerzo tangencial baja hasta un valor constante  $\tau_{0/H}$  que representa las fuerzas de fricción entre las dos partes del espécimen. Los desplazamientos horizontales se aumentan enormemente y las deformaciones verticales llegan a un valor constante.

El esfuerzo  $\tau_{m\acute{a}x}$  corresponde a la resistencia de la roca al cortante, y el esfuerzo  $\tau_{0/H}$  representa las fuerzas de fricción dentro de la roca y permite determinar el ángulo de fricción ( $\phi$ ) de la misma.

Al efectuar las pruebas de diferentes especímenes de la misma roca, variando la carga normal para cada prueba, se construye el diagrama esfuerzo cortante-esfuerzo normal.

b).- Pruebas de campo (in situ).

La información útil para determinar la resistencia al esfuerzo cortante de las masas rocosas se puede obtener realizando pruebas in situ, teniendo en cuenta que en masas heterogéneas o zonas de fallas, juntas, fracturas, estratificación, esquistocidad, alteración, etc., es difícil obtener resultados representativos consistentes por lo que deberá realizarse un número grande de pruebas en áreas de dimensiones considerables.

Las pruebas de campo, que aquí estudiaremos, para determinar la resistencia al esfuerzo cortante de las masas rocosas son: la de corte directo y la de torsión.

#### 1.- Prueba de corte directo.

La prueba de corte directo se realiza en bloques labrados in situ que se dejan unidos al macizo por una cara. Se aplica un esfuerzo normal que se mantiene constante y a continuación un esfuerzo cortante que se incrementa, midiendo en varios puntos del bloque los desplazamientos longitudinales y transversales.

El área seleccionada para la realización de la prueba puede localizarse en cualquier posición, dependiendo de la dirección en que se quiera determinar la resistencia. Se puede permitir fracturamiento, ya que es algunas veces importante determinar la resistencia al corte a lo largo de planos de menor resistencia o en la vecindad de fallas, zonas de corte, zonas de alteración, etc.

El labrado del bloque deberá ser realizado con sumo cuidado para minimizar la alteración inducida.

Para realizar esta prueba es necesario contar con el equipo que a continuación se menciona.

a. Sistema de carga. Está formado por 2 gatos hidráulicos de 100 ton., uno que se utiliza para aplicar el esfuerzo normal y el otro para aplicar la fuerza cortante. Deberán ser accionados

independientemente por bombas mecánicas con capacidad hasta de -  
700 kg/cm<sup>2</sup> de presión.

b. Placa de asiento. Es una placa de acero estructural en forma cuadrada que tiene perforaciones que permiten el paso de las barras de medición. Está diseñada para transmitir sobre el colchón metálico, sin deformación apreciable, la acción del gato que proporciona la fuerza normal.

c. Colchón metálico. Es esencialmente un gato plano, de sección cuadrada, que permite el paso de las barras de medición. Su función consiste en aplicar directamente sobre la roca, una presión uniforme prácticamente igual a la presión del aceite interior.

d. Marco de corte. Es un marco formado por viguetas de sección canal que aprisiona al bloque de prueba y a través de él se aplica la fuerza cortante. Hace contacto con la roca mediante el empleo de un mortero de cemento de alta resistencia que se inyecta entre el alma de la vigueta y la superficie de la roca.

e. Viga de apoyo. Es una vigueta armada de almas múltiples. El gato que proporciona la fuerza cortante se apoya en los patines y por compresión en sus almas transmite esta fuerza al marco de corte.

f. Barras de medición. Son 4 barras de sección circular de acero inoxidable de 1/2 pulg. de diámetro, que se pegan directamente sobre la superficie de la roca.

g. Sistema de medición. El manómetro del colchón metálico debe

ser de precisión, a prueba de polvo y humedad.

### Operación.

A continuación se da una explicación de cómo se realiza esta prueba.

Después de la colocación de los deformómetros de carátula, se toma la lectura de cada uno de ellos y la lectura del manómetro del colchón.

A continuación se incrementa la fuerza normal a  $5 \text{ kg/cm}^2$  en el colchón, dejándola actuar 5 minutos. Una vez pasado este lapso se disminuye a  $3 \text{ kg/cm}^2$ , repitiendo el ciclo 3 veces y dejando al final la presión de  $3 \text{ kg/cm}^2$ , registrando las lecturas de los deformómetros al final de cada ciclo.

Posteriormente se incrementa la fuerza hasta el valor fijado de antemano, en incrementos de 3 ó  $5 \text{ kg/cm}^2$  dependiendo del valor final, dejando actuar cada incremento durante 5 minutos y registrando la lectura de los deformómetros al inicio y final de cada incremento de carga.

Una vez alcanzada la presión máxima se deberá dejar actuar durante 30 minutos tomando lecturas de los deformómetros cada 5 minutos. Esta presión se deberá mantener constante durante toda la prueba.

Una vez fija la presión normal, se aumenta el esfuerzo tangencial en incrementos de  $5 \text{ kg/cm}^2$  dejando actuar cada esfuerzo 5 -

minutos registrando la lectura de los deformómetros al inicio y final de cada incremento.

Estos incrementos de esfuerzo se deberán seguir hasta la falla o fluencia del material.

#### Interpretación de resultados.

Los esfuerzos normal y tangencial en la base del bloque se deben calcular suponiendo una distribución uniforme, que implica - que la ruptura ocurre en la base del bloque, lo cual es aproximadamente verdadero.

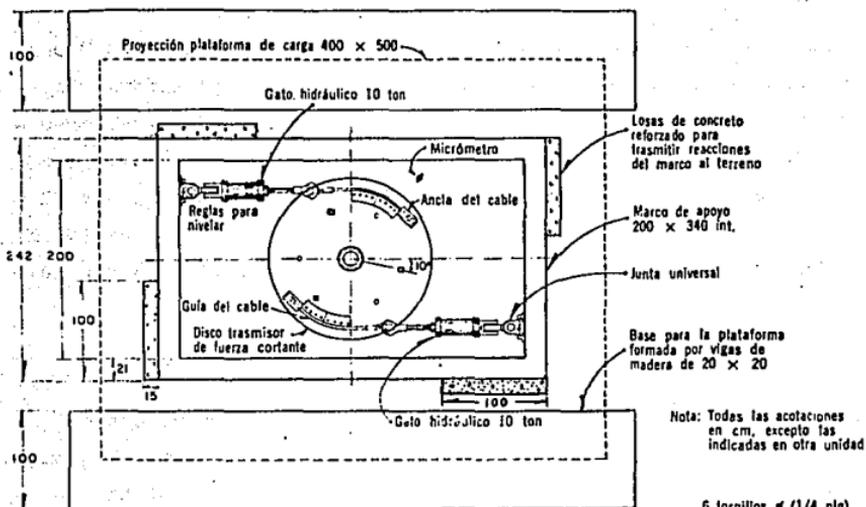
Para obtener la envolvente de falla se debe suponer que en la serie de bloques probados, todos tienen las mismas características.

Debe hacerse notar que en rocas porosas el grado de saturación de las mismas es un factor muy importante en su resistencia y propiedades elásticas. Deben determinarse las propiedades índice del material en el momento de la prueba a partir de muestras representativas y tratar de correlacionar los resultados.

#### 2.- Prueba de torsión in situ.

En la fig. 2. 42. se presenta un aparato que opera por torsión, éste es un aparato de corte directo, el cual está compuesto y funciona de la siguiente forma:

El disco con 72 cajas de 7 x 10 x 1.5 cm., se inca en el te--



PLANTA GENERAL

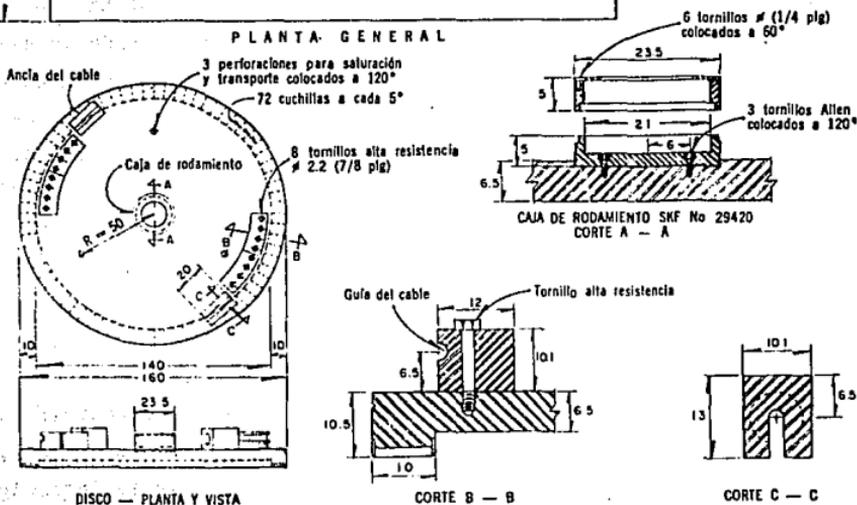


Fig. 2. 42.- Aparato de corte directo por torsión.

rreno previamente nivelado; el área total de prueba es de  $0.5 \text{ m}^2$ . Mediante un gato hidráulico que se apoya en una plataforma lustrada y lleva en su base un balero axial, pueden desarrollarse presiones normales hasta de  $10 \text{ kg/cm}^2$ . Dos gatos hidráulicos fijos al marco exterior transmiten, con cables, el par torsor al disco; el dispositivo tiene capacidad para  $2 \text{ kg/cm}^2$  de corte. El marco exterior reacciona contra el terreno, soportado por zapatas de concreto reforzado.

La prueba consiste en la aplicación de una primera carga normal de  $0.5 \text{ kg/cm}^2$  y, al terminar el proceso de consolidación, se ejerce el par torsor en forma progresiva hasta alcanzar la falla. A partir de ella, se continúa el ensaye provocando rotaciones adicionales a velocidad constante y midiendo la variación en el esfuerzo tangencial; terminada esta etapa, se incrementa la carga normal volviendo a repetir el proceso anterior. Se usan presiones normales de 0.5, 1, 2, 4 y  $6 \text{ kg/cm}^2$ . La prueba se realiza con tres velocidades de carga correspondientes a tiempos de aplicación de los incrementos de esfuerzos de 5, 60 y 360 minutos.

### 2. 5. 3.- Determinación de la deformabilidad.

Los métodos utilizados para determinar la propiedad de deformabilidad de las rocas consisten en reproducir en el cuerpo problemas resueltos por la teoría de la elasticidad y, a partir de datos de esfuerzo y deformación, deducir las características de deformabilidad.

Los datos se obtienen y se aplican únicamente a la localización del sitio y a la dirección de prueba. Al extrapolar éstos -

resultados a zonas no ensayadas debe tomarse en cuenta la influencia de las anisotropías, zonas o planos de menor resistencia, etc.

El estado de esfuerzos dentro del volumen considerado es sólamente una aproximación del estado idealmente supuesto, por lo cual los resultados indicarán únicamente el orden de magnitud de las propiedades determinadas.

### 2. 5. 3. 1.- Determinación en laboratorio.

Las investigaciones en los últimos años nos han mostrado que los materiales policristálicos, como son los materiales rocosos y el concreto, durante su deformación pasan a través de diferentes etapas, las cuales determinan su comportamiento bajo la acción de la carga.

En primer lugar, se refiere al paso del material a través de su primer límite de "estructura compacta" a "estructura microdestruida" y más adelante de estructura microdestruida a su ruptura.

Los problemas principales de trabajo bajo la carga estática y dinámica de los materiales policristálicos generalmente están asociados con el proceso de su destrucción microscópica.

Consideremos las deformaciones del espécimen de roca bajo una carga axial. Señalaremos las deformaciones unitarias longitudinales en la parte del espécimen cargado uniformemente como  $\epsilon_y$ , y el esfuerzo de compresión como  $\sigma_y$ . (fig. 2. 43.).

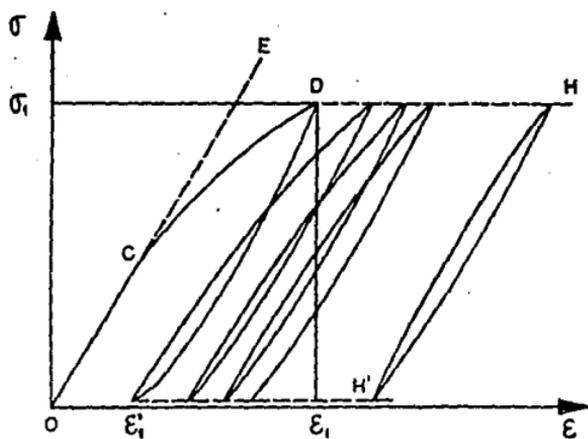


Figura 2. 43.

La curva OCD representa una relación  $\mathcal{E}_y ( \overline{V}_y )$  que tiene una tangente OE en la primera parte y después se separa en la dirección de las deformaciones más grandes.

Si llegando al punto D descargamos el espécimen, obtendremos la curva de descarga, la cual está muy cerca de la línea recta - paralela a la tangente de la curva OCD. La deformación  $\mathcal{E}_1'$  es la deformación plástica,  $( \mathcal{E}_1 - \mathcal{E}_1' )$  es la deformación renovable - elástica y  $\mathcal{E}_1$  es la deformación unitaria total.

Si volvemos a cargar el espécimen hasta el punto  $\overline{V}_1$  y repetimos estos ciclos "carga-descarga" muchas veces, obtendremos por resultado una serie de ojales estrechados. El proceso se estabiliza y nosotros tendremos un ojal estrecho muy cerca de la recta HH' paralela a las dos primeras (fig. 2. 43.); pero todo esto será cierto sólo si el valor del esfuerzo  $\overline{V}_1$ , no excede al límite de microfisuración  $R_t$ . Si se excede, nunca podremos obtener un proceso estabilizado y si repetimos los ciclos "carga-descarga" muchas veces, llegaremos a la ruptura del espécimen.

La inclinación de las líneas OE ó HH' determina el Módulo de elasticidad del material y tiene sentido físico para los materiales policristálicos, sólo en el caso de los esfuerzos menores que el límite de microfisuración  $R_t$ .

La línea que junta cualquier punto de la curva  $\mathcal{E}_y ( \overline{V}_y )$  con el principio de coordenadas determina el Módulo de deformación, el cual no es constante y depende del valor del esfuerzo.

Pero el diagrama esfuerzo-deformación, tomando en cuenta sólo

mente las deformaciones longitudinales  $\epsilon_y$  ( $\nabla_y$ ), no representa las características principales del material durante la carga.

Si comenzamos a analizar simultáneamente el conjunto de las deformaciones longitudinales  $\epsilon_y$  y las transversales  $\epsilon_x$ , podremos ver que el coeficiente de Poisson, al cual en la teoría de elasticidad se toma como una constante, depende del valor del esfuerzo y es constante sólomente bajo el límite de microfisuración  $R_t$  (en la zona  $0 < \sigma < R_t$ ).

A diferencia del coeficiente de Poisson que es constante ( $\mu$ ), llamaremos a este valor "coeficiente de las deformaciones transversales", tomando en lugar de las deformaciones  $\epsilon_x$  y  $\epsilon_y$  los incrementos de las deformaciones  $\Delta\epsilon_x$  y  $\Delta\epsilon_y$  en cada grado de carga:

$$\nu(\sigma) = \frac{\Delta\epsilon_x}{\Delta\epsilon_y} \quad (2.49)$$

Vamos a considerar un diagrama común de las deformaciones longitudinales y transversales de una roca (fig. 2.44.). Construiremos también las relaciones de la carga para los siguientes valores:

#### 1.- Deformación volumétrica

$$\epsilon_o = \frac{\Delta v}{v_o} = \epsilon_y - 2\epsilon_x \quad (2.50)$$

#### 2.- Coeficiente de las deformaciones transversales

$$\nu = \frac{\Delta\epsilon_x}{\Delta\epsilon_y} \quad (2.51)$$

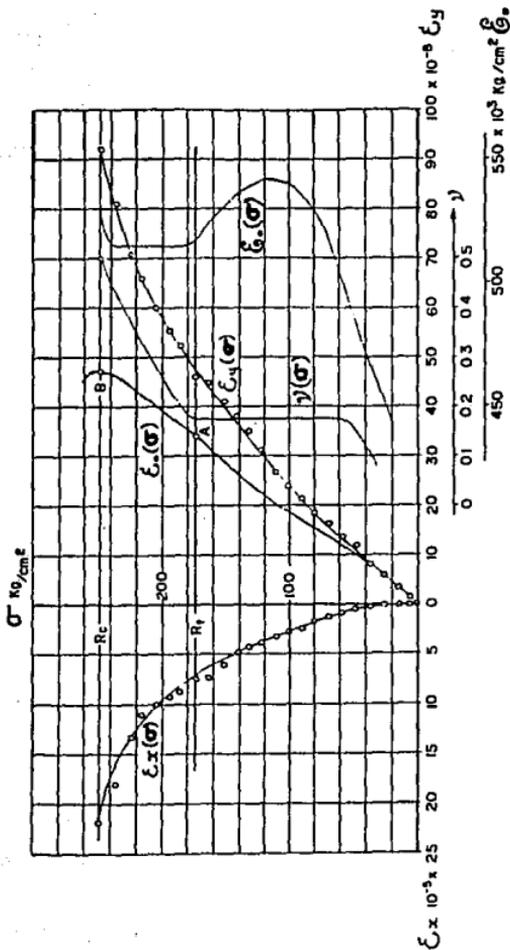


Fig. 2. 44.- Diagrama de las deformaciones de una roca.

### 3.- Módulo de la deformación volumétrica

$$\epsilon_o = \frac{\sigma}{E_o} \quad (2. 52)$$

Al considerar estas relaciones podemos fijar 2 puntos distintos, los cuales corresponden a los valores de esfuerzos físicamente determinados  $R_t$  y  $R_c$ .

Analizando las deformaciones de la roca bajo la carga, podemos observar las 3 zonas diferentes del trabajo del material:

#### 1.- Zona de elasticidad ( $0 \leq \sigma < R_t$ ).

Es donde tenemos un material homogéneo apto para renovar las deformaciones longitudinales y transversales. En esta zona tenemos el coeficiente de las deformaciones transversales constante ( $\nu = \mu = \text{constante}$ ). En otras palabras, tenemos el coeficiente de Poisson.

#### 2.- Zona de plasticidad ( $R_t \leq \sigma < R_c$ ).

Es aquella donde tenemos una zona de transición del material de condición homogénea a la condición fisurada con la estructura interna rota. Esta zona se caracteriza por el aumento del coeficiente de las deformaciones transversales a cuenta del principio de las microfisuras y además, lo más interesante de esta zona, es que tenemos el valor constante del módulo de deformación volumétrica ( $E_o$ ) que se indica en la relación lineal entre el esfuerzo y la deformación volumétrica del material en estudio.

En esta zona ya no podemos usar el módulo de elasticidad (módulo de Young) porque aquí las deformaciones no son elásticas y nunca se renuevan.

### 3.- Zona de ruptura ( $\sigma \geq R_c$ ).

El momento  $\sigma = R_c$  corresponde al principio de transición de las microfisuras a macrofallas que llevan a la ruptura del espécimen. En este momento se termina la disminución del volumen del espécimen y empieza el aumento del volumen que podemos ver en la curva  $\epsilon_p(\sigma)$  en el punto B y en la curva  $\nu(\sigma)$ , donde el valor del coeficiente de las deformaciones transversales llega a  $\nu = 0.5$ .

Al pasar del punto  $\sigma = R_c$  el sistema de fallas se desarrolla tanto, que no es posible decidir ni decir nada sobre la resistencia del material a pesar de que el espécimen todavía sostiene el aumento de la carga. En este caso, la carga es asimilada por los pedazos separados del material fijados en la máquina de compresión.

### 2. 5. 3. 2.- Determinación en campo (in situ).

Como ya antes se había dicho, la deformabilidad y la resistencia de un macizo rocoso son propiedades mecánicas que dependen, por una parte, de la resistencia y compresibilidad del material pétreo que constituye a los bloques del macizo y, por la otra, del grado de fragmentación (alteración) de éste.

Los ensayos de deformabilidad de la roca in situ, son los que se efectúan con mayor frecuencia para el estudio del comportamiento de los macizos rocosos. El objetivo primordial que se persigue al llevarlos a cabo es la determinación de un "módulo de elasticidad" (o mejor dicho "módulo de deformabilidad") medio, que permita analizar el efecto de las deformaciones de la cimentación, en el comportamiento de las estructuras, etc. No resulta fácil definir éste módulo de elasticidad medio, en vista de la forma de las curvas esfuerzo-deformación en la carga y en la descarga. Se considera más adecuado hablar de módulos de deformabilidad y fijar el nivel de esfuerzos al que fueron obtenidos, así como el criterio que se siguió para definirlos.

Existen diferentes métodos para determinar in situ estos módulos, entre los cuales están: los ensayos dinámicos (mediciones geosísmicas) y los ensayos estáticos (prueba de placa y prueba en sondeos y cámaras de presión).

a).- Ensayo dinámico (basado en la interpretación de mediciones geosísmicas).

Los métodos sísmicos para determinar las propiedades elásticas de un volumen isótropo y homogéneo se basan en la solución al problema de la transmisión de las ondas de esfuerzo.

Al aplicar rápidamente una detonación en un punto del medio se originará un frente de ondas que se moverá alejándose del punto de perturbación. Cuando el radio de la zona perturbada es grande, comparado con la longitud de la onda, los frentes de onda son líneas paralelas que se comportan como ondas planas. En

el tipo más simple de ondas, las partículas adyacentes del sólido se acercan y se alejan de su posición original.

Las ondas que ocurren pueden ser de varios tipos, entre las más importantes se tienen a las ondas longitudinales y a las ondas transversales:

- Ondas longitudinales. En estas ondas, el movimiento de las partículas es en la misma dirección que la propagación. Son ondas debidas principalmente a los esfuerzos normales; su celeridad se relaciona con las constantes de comportamiento de acuerdo con la siguiente fórmula:

$$v_l = \sqrt{\frac{\lambda + 2G}{\rho}} = \sqrt{\frac{E}{\rho} \frac{1-\nu}{(1-2\nu)(1+\nu)}} \quad (2. 53)$$

en donde:  $\rho$  = densidad,  $\nu$  = relación de Poisson de la roca.

- Ondas transversales. En estas ondas, el movimiento de las partículas es perpendicular a la dirección de la propagación. La deformación es principalmente distorsional; su celeridad vale:

$$v_t = \sqrt{\frac{G}{\rho}} = \sqrt{\frac{E}{2\rho(1+\nu)}} \quad (2. 54)$$

En la práctica el método consiste en provocar en el medio una perturbación dinámica y determinar el tiempo empleado por las ondas de esfuerzo en recorrer la distancia entre el sitio de la perturbación y los puntos donde se han localizado los detectores sísmicos.

Los detectores son dispositivos que convierten las oscilacio-

nes sísmicas en señales eléctricas y generalmente se construyen de tal modo que responden únicamente a la componente vertical - del movimiento. Mediante líneas de baja tensión se conectan a un aparato registrador.

Existen básicamente dos técnicas diferentes que pueden ser empleadas, la de reflexión y la de refracción, siendo ésta última comúnmente usada en trabajos poco profundos de ingeniería civil, como ya se trató en otra parte de éste mismo capítulo.

Los registros de campo los proporciona directamente el aparato, registrados en un papel fotográfico. Es conveniente tratar - de interpretarlos directamente en el campo para comprobar aspectos dudosos.

Para conocer y determinar el módulo de elasticidad, únicamente basta conocer la distancia entre los puntos de tiro y registro y el tiempo empleado por la onda de esfuerzo en recorrerla. Así, la velocidad media a lo largo de la trayectoria puede ser - determinada. El valor de la relación de Poisson se determina experimentalmente en el laboratorio sobre especímenes de prueba.

La ecuación (2. 55) muestra que el módulo de elasticidad medido sísmicamente varía con el cuadrado de la velocidad de transmición de la onda, con la primera potencia de la densidad y con un factor que depende de la relación de Poisson. Esto indica que ésta velocidad y su medida adecuada son muy importantes para aplicar el método de refracción y determinar el módulo in situ. También indica que el valor de la densidad y de la relación de Poisson tienen relativamente menor influencia en el valor calculado

del módulo de elasticidad. Dicha ecuación (2. 55) resulta de la fusión de las ecuaciones (2. 53) y (2. 54), esto es:

$$E = \rho v_k^2 \cdot \frac{3v_k^2 - 4v_e^2}{v_k^2 - v_e^2} \quad (2. 55)$$

En el capítulo cuatro estudiaremos más detalladamente este método de obtención de la deformabilidad de las rocas.

b).- Métodos estáticos.

Dentro de éstos métodos los más importantes son: la prueba de placa y la prueba en sondeos y cámaras de presión.

1.- Prueba de placa (Método de placas de distribución y gatos hidráulicos).

Los ensayos de deformabilidad, empleando gatos hidráulicos y placas de distribución que aplican cargas directamente contra las paredes de una galería, son indiscutiblemente los más utilizados en investigaciones de campo y se basan primordialmente en la solución de Boussinesq.

La placa de distribución es casi siempre circular y de diámetro tal que distribuye la carga en aproximadamente  $1 \text{ m}^2$  de superficie. Esta placa puede ser rígida o flexible; en cualquier caso, el cálculo de los módulos de elasticidad se efectúa asumiendo -- que el macizo rocoso es un sólido infinito, elástico, homogéneo e isotrópico. Los desplazamientos de las paredes normalmente se miden en el centro de aplicación de la carga, para lo cual la placa de apoyo tiene un agujero central, aunque en ocasiones tam

bién se miden desplazamientos en otros puntos a lo largo de un diámetro y aún fuera del área de aplicación de los esfuerzos.

La medición de las deformaciones de la roca se efectúan en una o ambas paredes de la galería, utilizando extensómetros mecánicos.

La carga se aplica en las partes opuestas de una galería a través de colchones metálicos que, además de que producen una presión constante en la superficie, sirven como instrumento de medida de la carga actuante.

#### Equipo para la prueba.

Para realizar esta prueba es necesario contar con el equipo que a continuación se menciona:

a. Colchones metálicos. Esencialmente gatos planos de sección circular cuya función consiste en aplicar directamente sobre la roca una presión uniforme, prácticamente igual a la presión del aceite interior. Presenta una cara plana que se apoya sobre la roca a través de una capa de mortero de espesor pequeño y otra alabeada.

b. Placa de asiento. Es una placa de acero estructural, en forma de corona circular, diseñada para transmitir sobre el colchón metálico sin deformación apreciable, la acción del sistema de carga. Se coloca directamente sobre la parte plana del colchón metálico.

c. Sistema de carga. El sistema de carga está formado por un conjunto de 6 gatos de 100 ton de capacidad cada uno, con longitud y carrera suficiente para apoyarse sobre las placas de asiento en ambos lados del túnel.

d. Sistema de medición. Los manómetros del colchón metálico deberán ser de precisión, a prueba de polvo y humedad. El intervalo de medición será de 0 a 100 kg/cm<sup>2</sup>, con graduación de 1/2 - kg/cm<sup>2</sup>. Las deformaciones de la superficie de la roca se medirán mediante 5 deformómetros de carátula, de 0.002 mm de aproximación, montados sobre un templete independiente del sistema de carga.

e. Puntos de medición. Para asegurar un buen contacto entre la pata del deformómetro y la superficie de medición, se utilizan pequeños cilindros de 1 cm de altura y 1/2 pulg de diámetro, de acero inoxidable. Ambas bases deberán ser maquinadas.

#### Operación.

Después de la correcta instalación de los deformómetros de carátula, se toma la lectura de cada uno de ellos y la lectura del manómetro del colchón.

Para la prueba, la carga se aplica mediante los gatos de tal modo de producir en el colchón incrementos de 5 kg/cm<sup>2</sup>. La carga se aplica a una velocidad de 1 kg/cm<sup>2</sup>/min y una vez alcanzada la presión final del incremento se toma lectura de los deformómetros. Esta presión se dejará actuar durante 5 minutos pasados los cuales se volverá a tomar lectura de los deformómetros.

Este procedimiento se deberá seguir en cada incremento hasta alcanzar la presión máxima que será del orden de 65 a 70 kg/cm<sup>2</sup>.

Una vez alcanzada la presión máxima, ésta se deberá dejar actuar durante 30 minutos tomando la lectura de los deformómetros cada 5 minutos.

La descarga se efectúa mediante decrementos de 10 kg/cm<sup>2</sup> reduciendo la presión a una velocidad de 2 kg/cm<sup>2</sup>/min, manteniendo la presión inferior del decremento durante 5 minutos. Se deberán tomar lecturas de los deformómetros al principio y al final de cada decremento.

Una vez alcanzada la presión de 5 kg/cm<sup>2</sup>, se deberá dejar transcurrir un periodo de 30 minutos tomando lecturas de los deformómetros cada 5 minutos.

Este ciclo se deberá repetir de 3 a 5 veces dependiendo del comportamiento de la roca.

#### Interpretación de resultados.

Como ha quedado establecido por el procedimiento de prueba, el estado de esfuerzos en el interior del macizo rocoso se asemeja al caso teórico de un semiespacio en cuya frontera actúa una carga uniformemente distribuida dentro de un círculo.

Este problema ha sido resuelto en la teoría de la Elasticidad y sus resultados, tomando en cuenta las limitaciones, pueden servir para interpretar los datos de la prueba.

Si el medio es linealmente elástico, isótropo, homogéneo y si las deformaciones son pequeñas, se pueden aceptar las expresiones siguientes que relacionan los datos de la prueba con las constantes de comportamiento:

- Para puntos fuera del círculo cargado,

$$\Delta = \frac{4(1-\nu^2)qa}{\pi E} \left[ \int_0^{\pi/2} \frac{\sqrt{1-\frac{a^2}{r^2} \sin^2 \theta}}{\sqrt{1-\frac{a^2}{r^2} \sin^2 \theta}} d\theta - \left(1-\frac{a^2}{r^2}\right) \int_0^{\pi/2} \frac{d\theta}{\sqrt{1-\frac{a^2}{r^2} \sin^2 \theta}} \right] \quad (2.56)$$

- Para puntos de la frontera del círculo,

$$\Delta = \frac{4(1-\nu^2)qa}{\pi E} \quad (2.57)$$

- Para el centro del círculo cargado,

$$\Delta = \frac{2(1-\nu^2)qa}{E} \quad (2.58)$$

donde:

$\Delta$  = desplazamiento.

$\nu$  = relación de Poisson.

$a$  = radio del círculo cargado.

$r$  = distancia del punto al centro del círculo.

$\pi$  = constante.

## 2.- Prueba estática en sondeos y en cámaras de presión.

Los ensayos efectuados en sondeos permiten investigar un macizo rocoso sin requerir la excavación de galerías (necesarias para la realización de la prueba de placa).

Los dispositivos utilizados para medir en sondeos la deformabilidad de la roca, son de dos tipos: los dilatómetros, que aplican una presión hidrostática sobre la pared del sondeo, y los gatos curvos, que cargan la pared rocosa a lo largo de dos sectores circulares diametralmente opuestos.

Obsérvese que, a fin de que sea aplicable la teoría bidimensional de los tubos de pared gruesa, la relación de longitud a diámetro del equipo debe ser aproximadamente de 5. La interpretación de las pruebas efectuadas con los dilatómetros es más sencilla y confiable que la correspondiente a las pruebas con gatos curvos.

Para el método del dilatómetro se usa una perforación en la roca, con un diámetro suficiente (10 cm o más). Se coloca un cilindro metálico en el fondo de ésta perforación y después se llena con concreto. En las paredes, dentro del cilindro, se pegan los extensómetros eléctricos, los cuales permiten medir las deformaciones del cilindro. Bajo la presión producida por el compresor, el cilindro se deforma y deforma la roca alrededor de él.

El módulo de elasticidad de la roca puede ser calculado con la ecuación siguiente:

$$E = \frac{PR}{\Delta R} - \frac{E_a \delta}{R(1-\nu_a)} \quad (2.59)$$

donde  $E_a$  y  $\nu_a$  son el módulo de elasticidad y coeficiente de Poisson del acero del cilindro, respectivamente, y  $\delta$  es el grosor del acero;  $R$  y  $\Delta R$  son el radio y su incremento, respectivamente, y  $P$  es la presión aplicada.

Los ensayos in situ en cámaras cilíndricas de presión a gran escala, se han efectuado con objeto de involucrar una masa considerable de roca. La prueba consiste en aislar un tramo de galería, impermeabilizar con una cubierta de hule sus paredes, e inyectar, en el recinto así constituido, agua a presión; se miden simultáneamente los desplazamientos diametrales de referencias ancladas en la pared rocosa. El módulo de elasticidad se calcula, por éste método, con la siguiente ecuación:

$$E = P(1 + \nu) \frac{R}{\Delta R} \quad (2. 60)$$

donde:

- $R$  = radio de la cámara hidrostática.
- $\Delta R$  = incremento del radio.
- $P$  = presión hidrostática aplicada.

En la actualidad, los ensayos en cámaras de presión han sido abandonados por ser excesivamente costosos.

## 2. 6.- CRITERIOS DE FALLA EN LAS ROCAS (TEORIAS DE RESISTENCIA).

El presente subcapítulo se aborda con el fin de profundizar en el conocimiento de la resistencia y deformabilidad de los macizos rocosos. Aquí analizaremos los criterios de falla o teorías de resistencia de las rocas, que nos ayudarán a interpretar los resultados obtenidos en los ensayos de especímenes rocosos.

Para muchos autores el término "falla" significa la pérdida total de la cohesión a lo largo de la superficie de rotura; significa la destrucción de la roca.

Por lo tanto, es importante conocer las condiciones mecánicas (resistencia, deformabilidad, esfuerzos actuantes) que provoquen deformaciones permanentes, fracturas o flujo plástico (la deformación crece a esfuerzo constante). El término fractura significa la separación de las dos superficies de falla (falla frágil).

Para los materiales policristalinos, como lo son las rocas, - no se ha desarrollado un criterio único de falla. La resistencia de las rocas depende o es afectada por el estado de esfuerzos, - por la temperatura y por el tiempo. La mayoría de los criterios de falla se han derivado de pruebas realizadas en el laborato---rio.

En 1911, Karman efectuó una serie de pruebas con el confina---miento de especímenes de mármol. Estas investigaciones mostraron que el comportamiento del material definitivamente depende de - las condiciones de carga. Los materiales rocosos frágiles, en - las condiciones de confinamiento, revelan las características de los materiales plásticos con la mayor resistencia a la compre---sión. Con el aumento de la presión lateral (  $\sigma_3$  ) se aumenta el rango de las deformaciones plásticas y crece la resistencia del material a la compresión. En el caso del estado triaxial de los esfuerzos, cuando éstos son iguales en todas las direcciones, - los materiales rígidos pueden soportar las cargas máximas sin - índices de deformación plástica ó índice de la ruptura. La ducti---lidad de un material rocoso aumenta al incrementar el confina---miento.

A continuación se presentan los criterios de falla más utili---zados en Mecánica de rocas, éstos son:

- Máximo esfuerzo de tensión.
- Teoría de la deformación máxima.
- Criterio de Tresca, máximo esfuerzo cortante.
- Criterio de Coulomb.
- Criterio de Mohr.
- Criterio de Griffith.

#### 2. 6. 1.- Máximo esfuerzo de tensión.

En este criterio la falla es frágil y se alcanza cuando el esfuerzo principal ( $\sigma_3$ ) aplicado es igual a la resistencia uniaxial en tensión  $\sigma_{t \text{ líf.}}$ :

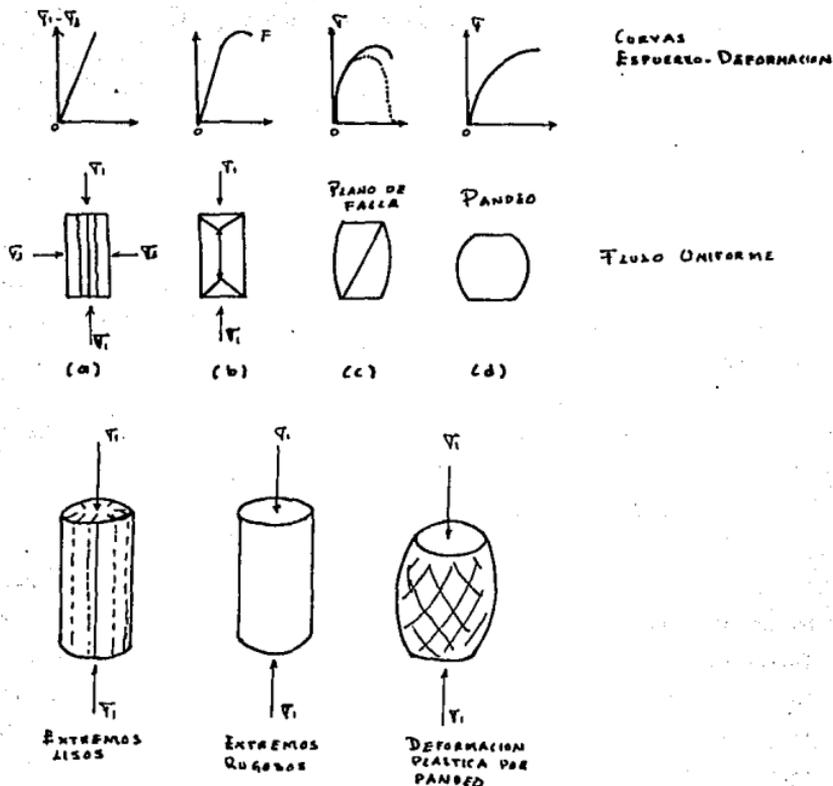
$$\sigma_3 = - \sigma_{t \text{ líf.}} \quad (2. 61)$$

#### 2. 6. 2.- Teoría de la deformación máxima.

Este es el otro extremo del criterio anterior. Se piensa que la ruptura del material tendrá lugar cuando las deformaciones alcancen un límite determinado durante la prueba a la carga axial. Pero las deformaciones límites de los materiales frágiles, para las condiciones de tensión y de compresión, son significativamente distintas y el valor de la deformación depende mucho de las condiciones del confinamiento y no determina la resistencia del material.

#### 2. 6. 3.- Máximo esfuerzo cortante.

El criterio de máximo esfuerzo cortante propuesto por Tresca es válido para materiales dúctiles e isotrópicos.



- (a) compresión triaxial, falla por tensión.  
 (b) compresión simple, falla por tensión y cortante.  
 (c) falla por cortante.  
 (d) falla plástica.

Fig. 2. 45.- Fallas en especímenes de roca.

El criterio se establece como función de los esfuerzos principales  $\sigma_1$  y  $\sigma_3$ .

De acuerdo con este criterio, el material falla cuando el esfuerzo cortante máximo  $\tau_{máx}$  es igual a la resistencia al esfuerzo cortante, S, del material.

$$S = \tau_{máx} = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \quad (2. 62)$$

Como se verá, el criterio de Tresca es un caso particular del criterio de Coulomb.

#### 2. 6. 4.- Criterio de Coulomb.

Empíricamente, la resistencia al corte, S, de un material cohesivo, suelo o roca, varía con el esfuerzo normal  $\sigma_n$  actuante en la superficie de falla de acuerdo con la clásica ley de Coulomb:

$$S = \tau = \sigma_n \tan \phi + c \quad (2. 63)$$

donde:

- $\tau$  = esfuerzo cortante.
- $\phi$  = ángulo de fricción.
- c = cohesión.

Geométricamente, la ecuación anterior está representada por una recta,  $t - t$ , conocida como línea de resistencia al corte de Coulomb.

De la geometría de la fig. 2. 46., el esfuerzo normal en el plano de ruptura,  $r - r$ , vale:

$$\sigma_n = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} + \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \cos 2\alpha \quad (2. 64)$$

donde  $\sigma_1$  y  $\sigma_3$  son los esfuerzos principales mayor y menor respectivamente y  $\alpha$  el ángulo de ruptura.

El esfuerzo cortante  $\tau$  en el plano de ruptura vale:

$$\tau = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \sin 2\alpha \quad (2. 65)$$

Cuando la cohesión ( $c$ ) es igual a cero, la resistencia al esfuerzo cortante en la falla vale:

$$S = \tau = \sigma_n \tan \phi \quad (2. 66)$$

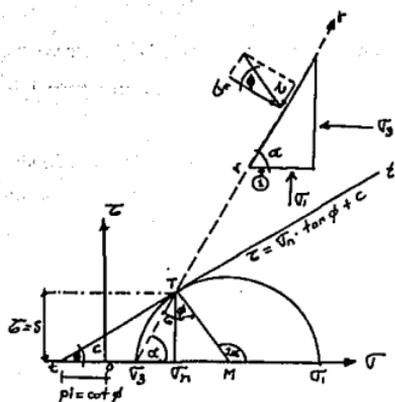
y la línea recta pasa por el origen del sistema coordinado  $\sigma - \tau$ .

Cuando  $\phi = 0$ , la ecuación general de Coulomb (2. 63) se transforma en:

$$S = \tau = c = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} = \text{Constante.} \quad (2. 67)$$

La resistencia al esfuerzo cortante es constante e independiente del esfuerzo normal. Puede verse que el criterio de Tresca es un caso particular del de Coulomb.

Cuando  $\sigma_3 = 0$  y  $\phi = 0$ , tenemos:



r-r plano de falla.

t-t línea de resistencia de Coulomb.

$\sigma_1 - \sigma_3$  diámetro del círculo de Mohr.

$S = c$  resistencia al corte.

Fig. 2. 46.- Caso general Mohr-Coulomb.

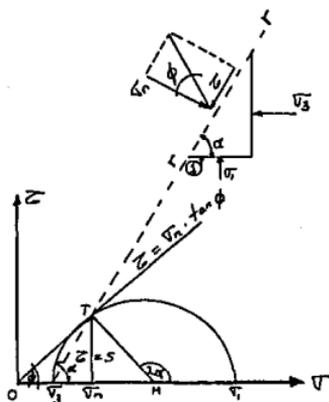


Fig. 2. 47.- Mohr-Coulomb.  $c = 0$ .

$$S = \tau = c = \frac{\sigma_1}{2} \quad (2. 68)$$

La resistencia al corte de un material puramente cohesivo es igual a la mitad de su resistencia a la compresión simple,  $\sigma_1$ .

El criterio de resistencia al corte de Coulomb puede escribirse, según la fig. de Mohr-Coulomb (2. 46.) para el caso general, como:

$$\text{Sen } \phi = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_1 + \sigma_3 + 2pi} \quad (2. 69)$$

donde  $pi = c \cdot \text{Cot } \phi$ , es el esfuerzo inicial en la probeta.

Cuando  $c = 0$ ,  $pi = 0$  y, entonces:

$$\text{Sen } \phi = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_1 + \sigma_3} \quad (2. 70)$$

Observando la fig. 2. 46. puede verse que si la presión confinante  $\sigma_3$  crece, el esfuerzo normal  $\sigma_n$  también crece en el plano incipiente de cortante (ruptura). Así pues, el esfuerzo cortante  $\tau$  (S) necesario para la falla también crece. De la fig. 2. 46.

ó 2. 47.:

$$\begin{aligned} 2\alpha &= 90^\circ + \phi \\ \alpha &= 45^\circ + \frac{\phi}{2} \end{aligned} \quad (2. 71)$$

Esto significa que, teóricamente, la falla por cortante tiene lugar en un plano de ruptura que forma un ángulo  $\alpha = 45^\circ + \frac{\phi}{2}$  con respecto al plano en el que actúa el esfuerzo principal mayor 1.

En el caso de un material puramente cohesivo (fig. 2. 48.) el plano de ruptura intersecta a la línea de acción de la carga axial con un ángulo  $\alpha = 45^{\circ}$ . En la realidad, el ángulo de ruptura  $\alpha$  varía de una roca a otra.

El criterio de Coulomb se usa mucho en la actualidad para predecir la falla en rocas. Es importante mencionar que este criterio no representa exactamente la envolvente de los círculos de Mohr de la mayoría de las rocas.

#### 2. 6. 5.- Criterio de Mohr.

El criterio de Mohr simplemente considera la existencia de una envolvente de falla que puede ser recta (Coulomb) ( $t - t$ ) o curva ( $e - e$ ). Fig. 2. 49.

Si la envolvente de los círculos de Mohr es una línea recta, el criterio de Mohr y el de Coulomb son idénticos.

La falla ocurre cuando el círculo es tangente a la línea  $e-e$ . Debe notarse que en la representación tridimensional de Mohr, el esfuerzo principal menor  $\sigma_3$  (sea cual sea), no afecta la falla. Sólo intervienen los esfuerzos principales mayor,  $\sigma_1$ , y menor,  $\sigma_3$ . La envolvente  $e - e$  no tiene una representación matemática, por lo cual, ésta se obtiene experimentalmente. La línea  $e - e$ , se obtiene dibujando una línea curva tangente a un conjunto de círculos obtenidos en el laboratorio (fig. 2. 50.).

El criterio de falla de Mohr no sólo especifica el estado de esfuerzos en la falla sino también da la dirección del plano de

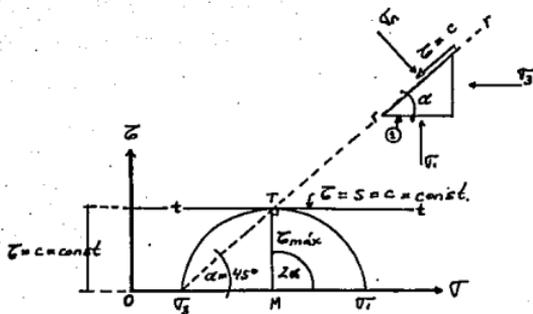


Fig. 2. 48.- Puramente cohesivo,  $\phi = 0$ .

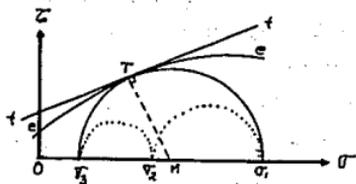


Fig. 2. 49.- Envolvente de Mohr (t-t) recta y (e-e) curva.

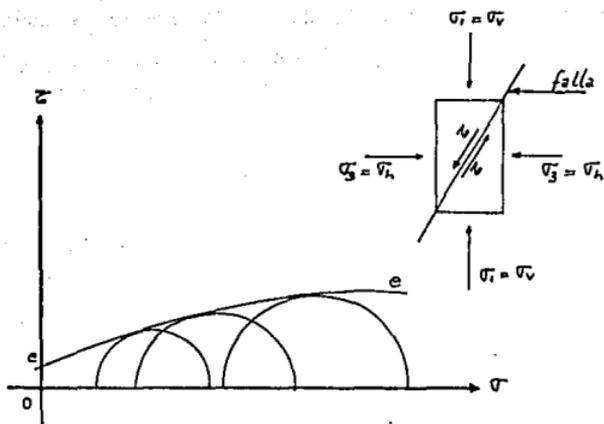


Figura 2. 50.

falla; sin embargo, tanto el criterio de Mohr como el de Coulomb no consideran en la causa de la falla y su forma, la situación interna y microscópica de la roca.

El criterio de Mohr puede utilizarse con razonable validez en estudios de resistencia al corte en fallas, juntas y otras discontinuidades.

#### 2. 6. 6.- Teoría de Griffith.

Todas las teorías mencionadas anteriormente consideran a los materiales homogéneos e isotrópicos, pero ninguna de las rocas es ni homogénea ni isotrópica y siempre presentan una anisotropía estructural o fisuración interna.

Una de las soluciones teóricas más interesantes fue propuesta por Griffith.

La teoría de Griffith de la resistencia de los materiales frágiles, considera que en los extremos de una microfisura dentro del material se concentran los esfuerzos, los cuales provocan la ruptura del material. Claro que en este caso los factores definitivos son: los esfuerzos principales, la orientación de la fisura respecto a la dirección de los esfuerzos principales, y la forma de la fisura.

En su teoría, Griffith consideró la fisura abierta que transmite la carga de un lado a otro solamente en sus extremos. Tales fisuras pueden existir en un campo de los esfuerzos de tensión dentro del material.

Los materiales rocosos generalmente soportan los esfuerzos de compresión y cuando menos éstos son los que siempre predominan - en el campo de los esfuerzos de una cimentación rocosa.

En este caso, es obvio suponer que las fisuras estarán cerradas y podrán también transmitir la carga a través de sus paredes o sus contactos de éstas, entonces aparecerán las fuerzas de - fricción entre las paredes, mismas que deben tomarse en cuenta.

## 2. 7.- MODOS DE FALLA EN LAS ROCAS.

La gran variedad de configuraciones de carga que se pre--sentan en la práctica no permiten establecer un único modo de fa--lla de las rocas. En cada caso puede predominar uno ú otro modo de los que a continuación se mencionan: flexión, cortante, ten--sión, compresión, etc. (Ver fig. 2. 51.).

### 2. 7. 1.- Falla por flexión.

Se refiere a la falla por momento flexionante - con el desarrollo y propagación de grietas de tensión. Esto tien--de a ocurrir en el techo de un túnel construido en roca con es--tratificación horizontal o cercana a la horizontal (fig. a, 1). El estrato inmediato al techo trabaja como viga sujeta al peso - de la roca que está encima de ella y a su peso propio. Cuando la tensión de la parte inferior de la viga sobrepasa a la resistencia a tensión de la roca, se generan grietas y el eje neutro - avanza hacia arriba; eventualmente, las grietas llegarán a la - parte superior de la viga provocando la falla. La falla por - flexión ocurre también en taludes verticales con estratificación

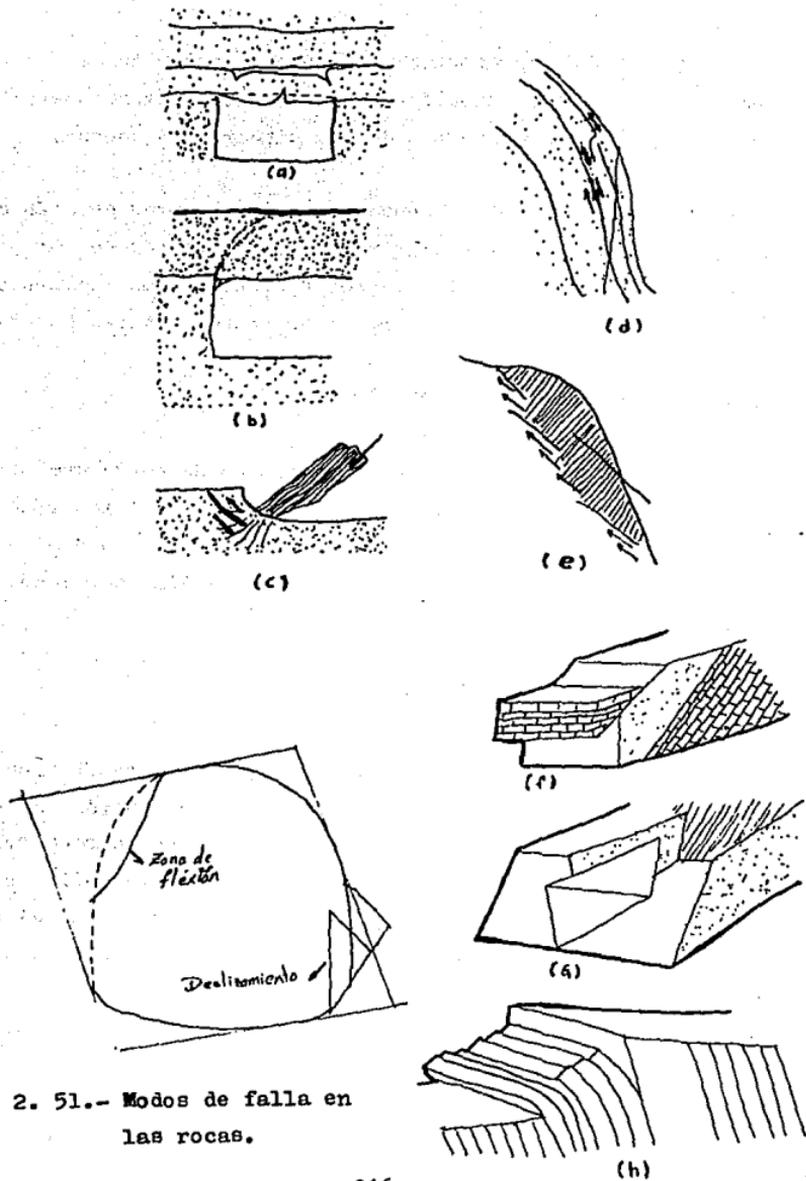


Fig. 2. 51.- Modos de falla en las rocas.

vertical (volteo). Ver fig. (h).

#### 2. 7. 2.- Falla por cortante.

Ocurre con la formación de superficies de ruptura en zonas de esfuerzo cortante crítico, seguido del desplazamiento a lo largo de dichas superficies con la consiguiente relajación de esfuerzos cortantes. Este fenómeno es común en taludes o en zonas de roca fracturada. También puede ocurrir en pisos o techos de excavaciones subterráneas (b) o en la base o techo de un pilar de mina (c), y en un talud (f y g).

#### 2. 7. 3.- Falla por tensión directa.

Se puede presentar en los flancos de un anticlinal en rocas estratificadas (d). Tensión directa puede presentarse cuando un túnel trabaja a presión interior muy grande. En este caso aparecerán grietas de tensión radiales.

#### 2. 7. 4.- Falla por aplastamiento o compresión.

El fenómeno de aplastamiento es sumamente complejo, ya que durante éste aparecen grietas de tensión pero también actúa la flexión y el cortante. Un caso muy común de este tipo de fenómeno (falla) lo encontramos en los pilares de una mina (fig. c).

En la fig. 2. 51. se ilustran los modos de falla en las rocas que ya se mencionaron.

## 2. 8.- CLASIFICACION DE LOS MACIZOS ROCOSOS.

La clasificación de los macizos rocosos en ingeniería civil es de vital importancia ya que por medio de ella podremos evaluar la calidad de dichos macizos en el campo y, por consecuencia, aprovechar al máximo las condiciones naturales de las rocas.

Existen varios sistemas de clasificación de los macizos rocosos que actualmente son aceptados. Originalmente fueron desarrollados para túneles en roca. Entre los más importantes tenemos los siguientes:

- Clasificación de Terzaghi.
- Clasificación de Stini y Lauffer.
- Índice de la calidad de la roca de Deere (RQD).
- Clasificación de Bieniawski.
- Clasificación de Barton.
- Clasificación de Miller.
- Clasificación de las rocas de acuerdo con su resistencia a compresión simple.

### 2. 8. 1.- Clasificación de Terzaghi.

En 1946 Terzaghi propuso un sistema sencillo de clasificación de las rocas para calcular las cargas que deben soportar los marcos de acero en los túneles. Describió varios tipos de roca y con base a su experiencia de los túneles ferroviarios con refuerzo de acero, en los Alpes, fijó escalas de roca según las diferentes condiciones del terreno.

Desde el punto de vista de la ingeniería, el conocimiento del tipo de defecto en la roca y su intensidad, puede ser más importante que el tipo de roca que se pueda encontrar. Por lo tanto, durante la exploración hay que dar especial atención a los defectos en la roca. El informe geológico deberá contener una descripción detallada de los defectos observados en términos geológicos. También deberá mencionar la roca defectuosa en términos de tuneo, como por ejemplo: roca en bloques, junteada, roca que se comprime o se expande, etc.

La clasificación de rocas de Terzaghi para túneles con refuerzo de marcos de acero es la siguiente: roca inalterada, roca estratificada, roca medianamente fisurada, roca agrietada en bloques, roca triturada, roca comprimida y roca expansiva.

a).- Roca inalterada. No tiene fisuras ni ramaleos. Por lo tanto, cuando se rompe, lo hace a través de la roca sana. Debido al daño que se hace a la roca con el uso de explosivos, pueden caer del techo desgajes de roca varias horas o varios días después de la voladura. Esta condición se llama desprendido. La roca dura, inalterada, también puede verse afectada por chasquidos, lo que implica la separación espontánea y violenta de láminas de roca de las paredes del techo.

b).- Roca estratificada. Está constituida por capas unitarias con poca o ninguna resistencia a la separación a lo largo del plano limítrofe entre estratos. La capa puede haberse debilitado o no debido a fracturas transversales. Los desprendidos son comunes en este tipo de rocas.

c).- Roca medianamente fisurada. Tiene fisuras y ramaleos pero los bloques entre las juntas están soldados, o tan íntimamente embonados, que las paredes verticales no necesitan refuerzo. En rocas de este tipo, se pueden encontrar a la vez el desprendido y el chasquido.

d).- Roca agrietada en bloques. Es una roca químicamente inalterada o casi inalterada, cuyos fragmentos se encuentran totalmente inalterados, separados unos de otros y no embonan. Esta clase de roca puede necesitar ademes laterales en las paredes.

e).- Roca triturada. Es una roca químicamente sana. Tiene la apariencia de ser un producto de trituradora. Si los fragmentos, en su mayoría o todos, son del tamaño de la arena y no ha habido recementación, la roca triturada que está abajo del nivel de las aguas freáticas tiene las propiedades de una arena saturada.

f).- Roca comprimida. Avanza lentamente en el túnel sin aumento perceptible de volumen. Un pre-requisito de compresión es un porcentaje elevado de partículas microscópicas o sub-microscópicas de micas o de minerales arcillosos de poca expansibilidad.

g).- Roca expansiva. Avanza básicamente en el túnel debido a su propia expansión. La capacidad de esponjamiento parece estar limitada a las rocas que contienen minerales arcillosos (como la montmorillonita) con una alta capacidad de expandirse.

## 2. 8. 2.- Clasificación de Stini y Lauffer.

Stini, en su Manual de geología de túneles, pro

puso una clasificación de los macizos rocosos y comentó muchas - de las condiciones adversas que pueden encontrarse en la cons--- trucción de túneles. Insistió sobre la importancia de los defectos estructurales de la roca y desaconsejó que se excavara paralelo al rumbo de discontinuidades muy inclinadas.

Mientras Terzaghi y Stini habían estudiado la inestabilidad - en relación con el tiempo en los túneles, fué Lauffer quien llamó la atención sobre la importancia del tiempo de sostén del claro activo en un túnel. El tiempo de sostén es el lapso durante el cual una excavación será capaz de mantenerse abierta sin ademe. El claro activo es el claro sin ademe más grande en el túnel entre el frente y los refuerzos, como lo ilustra la fig. 2. 52.

Lauffer pensó que el tiempo de sostén para un claro activo - cualquiera está relacionado con las características de la roca, conforme lo ilustra la fig. 2. 53. En esta figura las letras se refieren a la clase de roca. La letra A corresponde a una roca - muy buena, o sea, la roca tenaz e inalterada de Terzaghi y G corresponde a una roca muy blanda, más o menos la roca comprimida o expansiva de Terzaghi.

### 2. 8. 3.- Índice de calidad de roca de Deere (Rock Quality Designation, RQD).

En 1964 Deere propuso un índice cuantitativo de la calidad de la roca basado en la recuperación de núcleos con - perforación de diamante. Se llama el sistema de Rock Quality Designation (RQD) -índice de calidad de la roca- y se ha usado en muchas partes y se ha comprobado que es muy útil en la clasifica

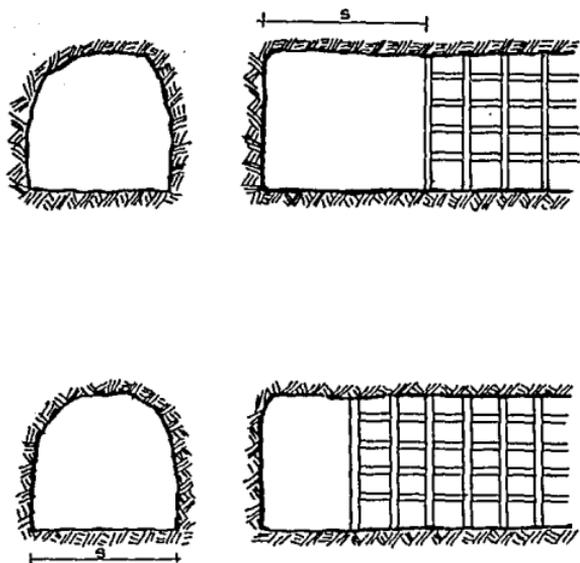


Fig. 2. 52.- Claro activo (S) en un túnel.

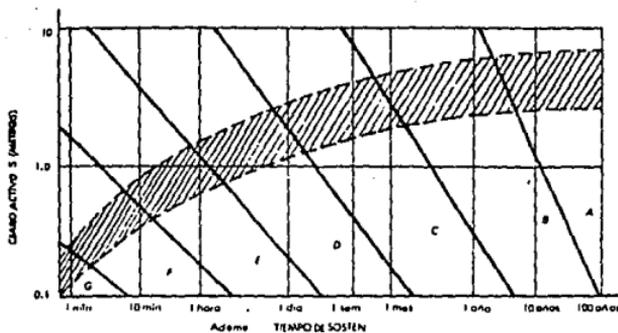


Fig. 2. 53.- Relación entre claro activo y tiempo de sostén para diferentes clases de roca, A. roca muy buena, G. roca muy mala (según Lauffer).

ción del macizo rocoso para la selección del refuerzo para túneles.

El RQD se define como el porcentaje de núcleos que se recuperan, en piezas enteras de 100 mm o más, del largo total del barreno. Por lo tanto:

$$RQD (\%) = 100 \times \frac{\text{longitud de los núcleos mayores de 100 mm}}{\text{largo del barreno}} \quad (2. 72)$$

Está normalmente aceptado que el RQD se establece en núcleos, de cuando menos de 50 mm de diámetro, recuperados con una perforadora de diamante de doble barril. Un valor de RQD se daría para cada tramo perforado de digamos 2 metros. Esta operación es sencilla y rápida y, si se ejecuta conjuntamente con el registro geológico normal del sondeo, casi no aumenta el costo de la exploración.

Deere propuso la siguiente relación entre el valor numérico del RQD y la calidad de la roca desde el punto de vista de la ingeniería.

RQD	CALIDAD DE LA ROCA
25 %	Muy mala
25 - 50 %	Mala
50 - 75 %	Regular
75 - 90 %	Buena
90 -100 %	Muy buena

Ya que el RQD permite dar un valor numérico a la calidad de -

la roca, no es de sorprenderse que se haya tratado de relacionar este número con la clasificación cualitativa de Terzaghi.

El RQD no toma en cuenta factores como por ejemplo la orientación de las juntas, lo que también tiene su importancia para el comportamiento de la roca alrededor de una obra subterránea, en consecuencia, sin querer restar méritos al RQD como método rápido y económico para dar indicios, también es cierto que no provee información adecuada sobre los muchos fenómenos de comportamiento de la roca que se pueden presentar en una excavación.

#### 2. 8. 4.- Clasificación de Bieniawski.

El sistema de clasificación geomecánico de masas de roca propuesto por Bieniawski proporciona una evaluación general de la masa de roca "Rock Mass Rating" (RMR) creciente con la calidad de la roca de 0 a 100. Está basada en cinco parámetros:

1. Resistencia de la roca.
2. Calidad de las muestras a través del RQD.
3. Condiciones hidráulicas dentro de la roca.
4. Espaciamiento de juntas y fracturas.
5. Características de las juntas.

La resistencia de la roca puede obtenerse en el laboratorio mediante una prueba de compresión. Sin embargo, para fines de clasificación es satisfactorio determinar dicha resistencia con una prueba de carga puntual donde:

$$q_u = 25 \cdot I_s$$

$$I_s = \frac{P}{D^2} \quad (2. 73)$$

donde:

$I_s$  = Índice de resistencia a la carga puntual (prueba brasileña).

P = Carga aplicada.

D = Diámetro del espécimen probado.

La evaluación de una masa de roca (calificación) tomando como base la resistencia a la compresión simple puede verse en la tabla 2. 5. Así mismo, las calificaciones de un macizo rocoso tomando en consideración el RQD, las condiciones del agua en la masa de roca, el espaciamiento entre juntas y fracturas y las características de las juntas (rugosidad) pueden verse en las tablas 2. 6. a 2. 9.

Además de los cinco parámetros anteriores Bieniawski añade un sexto que permite considerar la influencia de la orientación de las juntas, tabla 2. 10. Bieniawski recomienda que primero se obtenga la suma de las primeras cinco calificaciones y después considerar lo favorable o desfavorable de la orientación de las juntas.

Si la orientación de las juntas es muy favorable no se restan puntos a la calificación de las cinco características anteriores, pero si la orientación es muy desfavorable se restan 12 en caso de túneles y 25 en el caso de cimentaciones. Es muy difícil aplicar esta corrección ya que dada una cierta orientación ésta pue-

de ser favorable o desfavorable dependiendo de las condiciones -  
hidráulicas y de las características de las juntas.

TABLA 2. 5.- Calificación de la masa de roca basado en la resis-  
tencia a la compresión.

Garga puntual (MPa)	Resistencia a la com- presión simple (MPa)	Calificación
> 8	> 200	15
4 - 8	100 - 200	12
2 - 4	50 - 100	7
1 - 2	25 - 50	4
no es usual	10 - 25	2
no es usual	3 - 10	1
no es usual	< 3	0

$$1 \text{ MPa} = 145 \text{ lb/in}^2 = 10 \text{ kg/cm}^2.$$

TABLA 2. 6.- Calificación de la masa de roca basada en el RQD.

RQD %	Calificación
91 - 100	20
76 - 90	17
51 - 75	13
25 - 50	8
< 25	3

TABLA 2. 7.- Calificación de la masa de roca basada en el espaciamiento de juntas de mayor importancia.

Espaciamiento de las juntas. (m)	Calificación
≥ 3	30
1 - 3	25
0.3 - 1	20
0.005 - 0.3	10
< 0.005	5

TABLA 2. 8.- Calificación de las masas de roca basada en las características de las juntas.

Descripción	Calificación
Superficies de contacto muy rugosas; paredes de roca dura; extensión de las juntas limitada.	25
Superficies de contacto ligeramente rugosas; aberturas menores de 1 mm; paredes duras.	20
Superficies de las paredes de las juntas ligeramente rugosas; aberturas menores de 1 mm; paredes de roca suave.	12
Superficies lisas o aberturas de 1 a 5 mm rellenas de material triturado o aberturas de 1 a 5 mm sin relleno; juntas que se extienden por varios metros.	6
Aberturas rellenas de material triturado con más de 5 mm o aberturas de más de 5 mm sin relleno; juntas que se extienden por muchos metros.	0

TABLA 2. 9.- Calificación de la masa de roca basada en las condiciones existentes del agua en el macizo.

Flujo por 10 m de longitud de túnel (lt/min)	Presión del agua en la junta dividida entre el esfuerzo principal mayor.	Condición general.	Calificación.
0	0	Completamente seco.	10
25	0.0 - 0.20	Húmedo.	7
25 - 125	0.2 - 0.50	Agua a presión moderada.	4
125	> 0.5	Problemas severos del agua.	0

TABLA 2. 10.- Ajustes a la calificación global (RMR: Rock Mass - Rating) basándose en la orientación de las juntas.

Valoración de la influencia de la orientación de las juntas sobre la obra.	Calificación túneles.	Calificación cimentaciones
Muy favorable	0	0
Favorable	-2	-2
Regular	-5	-7
Desfavorable	-10	-15
Muy desfavorable	-12	-25

Finalmente, sumando las calificaciones de las tablas anteriores se llega a la clasificación geomecánica del macizo rocoso.

TABLA 2. 11.- Clasificación geomecánica del macizo rocoso.

Clase	Descripción de la masa	RMR: Suma de las calificaciones (tablas 2. 5. a 2. 10.).
I	roca muy buena	81 - 100
II	roca buena	61 - 80
III	roca regular	41 - 60
IV	roca mala	21 - 40
V	roca muy mala	0 - 20

## 2. 8. 5.- Clasificación de Barton.

A partir del análisis de doscientas excavaciones subterráneas, se propone el empleo de un índice de calidad (Q), que es función de seis parámetros. Así, el comportamiento de los macizos rocosos y los tipos de soporte necesarios son función de Q.

Los seis parámetros mencionados se combinan para obtener un índice de calidad de la roca Q de acuerdo con la expresión:

$$Q = \frac{RQD}{J_n} \cdot \frac{J_r}{J_a} \cdot \frac{J_w}{SRF} \quad (2. 74)$$

El valor de participación de cada uno de los parámetros en la expresión anterior se presentan tabulados a continuación:

1. Descripción de calidad	(RQD)
A. Muy mala	0 a 25
B. Mala	25 a 50
C. Regular	50 a 75
D. Buena	75 a 90
E. Excelente	90 a 100

Nota. Cuando,  $RQD < 10$ , incluyendo el valor cero, se emplea el valor 10 en el cálculo de Q mediante la ec. 2. 74.

2. Número de familias de discontinuidades	( $J_n$ )
A. Masiva, ninguna o pocas discontinuidades	0.5 a 1.0

B. Una familia	2
C. Una familia más distribución aleatoria	3
D. Dos familias	4
E. Dos familias más distribución aleatoria	6
F. Tres familias	9
G. Tres familias más distribución aleatoria	12
H. Cuatro o más familias, distribución aleatoria, intensamente fracturada, fragmentos pequeños, etc.	15
I. Roca triturada, granular tipo suelo	20

Nota. En intersecciones úsese 3 x Jn y en portales 2 x Jn.

### 3. Rugosidad (Jr)

- a) Cuando existe contacto roca con roca en las juntas y  
 b) cuando existe este contacto antes de 10 cm de desplazamiento de corte.

A. Juntas discontinuas	4.0
B. Asperas y onduladas	3.0
C. Tersas y onduladas	2.0
D. Lustrosas y onduladas	1.5
E. Asperas y planas	1.5
F. Tersas y planas	1.0
G. Lustrosas y planas	0.5

- c) Cuando no hay contacto roca con roca al existir desplazamiento de corte.

H. Rellenas de arcillas, limos, arenas o gravas con -

espesores tales que impiden el contacto de roca -  
con roca. 1.0

Nota. Suma 1.0 al Jr si el espaciamiento medio de las discontinuidades importantes es mayor de 3 m.

#### 4. Alteración y relleno de juntas (Ja)

a) Cuando existe contacto entre roca y roca en las juntas.

(Ja)

- |   |      |
|---|------|
| A. Juntas limpias o con rellenos resistentes e impermeables como cuarzo y epidota.  | 0.75 |
| B. Juntas apenas oxidadas superficialmente.   | 1.0  |
| C. Paredes ligeramente alteradas. Relleno de materiales que no pierden resistencia al deformarse como roca desintegrada y partículas de arena - sin arcilla.  | 2.0  |
| D. Paredes recubiertas o con relleno arcillo-arenoso que no pierden resistencia con la deformación.   | 3.0  |
| E. Rellenos de minerales de arcilla que pierden resistencia al deformarse como caolinita, mica y también talco, yeso, grafito, etc. y pequeñas cantidades de arcillas expansivas. Los rellenos de esta clase son discontinuos y de 1 a 2 mm o menos de espesor. | 4.0  |

b) Cuando existe contacto entre roca y roca en las juntas.

F. Relleno de partículas arenosas o roca desintegrada sin arcilla. 4.0

G. Rellenos continuos de menos de 5 mm de espesor de arcilla fuertemente consolidada que no pierde resistencia al deformarse. 6.0

H. Rellenos continuos de menos de 5 mm de espesor de arcilla con preconsolidación de media a baja, que pierde resistencia al deformarse. 8.0

I. Rellenos continuos de menos de 5 mm de espesor de arcilla de alta plasticidad. El valor de  $J_a$  depende del porcentaje de partículas de arcilla expansiva, de la factibilidad de entrar en contacto con el agua, etc. 8.0 a 12

c) Cuando no hay contacto con roca al existir desplazamiento de corte.

K, L, M. Zonas o bandas de roca desintegrada o triturada y arcilla (véase la descripción de la arcilla de G, H, I, respectivamente). 6.0, 8.0  
6 8.0 a  
12.0

N. Zonas o bandas de limo o arena arcillosas con pequeña cantidad de arcilla (no pierde resistencia al deformarse). 5.0

O, P, R. Zonas o bandas de arcilla continuas y de espesor considerable (véase la descripción de la arcilla de G, H, I, respectivamente).

mente).

10.0, 13.0  
6 13.0 a -  
20.0

5. Condición de flujo de agua	(Jw)	Presión hidros- tática aproxima da, en kg/cm <sup>2</sup> .
A. Ambiente seco o flujo reducido por ejemplo, < 5 lts/min localmente.	1.0	< 1.0
B. Flujo o presión medianos, lavado ocasional del relleno de las juntas.	0.66	1.0 a 2.5
C. Flujo o presión grandes en roca competente con juntas limpias.	0.5	2.5 a 10.0
D. Flujo o presión grandes, lavado considerable del relleno de las juntas.	0.33	2.5 a 10.0
E. Flujo excepcionalmente grande o presión durante explosiones que decae con el tiempo.	0.2 a 0.1	> 10.0
F. Flujo excepcionalmente grande o presión constante sin reducirse en forma perceptible.	0.1 a 0.5	> 10.0

Nota 1. Los factores C a F están burdamente estimados. El valor de Jw deberá aumentarse si hay necesidad de instalaciones de drenaje.

Nota 2. Los problemas especiales que causa el hielo al formar se en el interior de las grietas no han sido considerados.

6. Condición de esfuerzo

(SRF)

- a) Existencia de zonas de debilidad que intersecan la excavación y pueden ocasionar que se formen zonas de material suelto al excavar el túnel.
- A. Numerosas zonas de debilidad conteniendo arcilla o roca desintegrada químicamente o roca muy suelta a cualquier profundidad. 10.0
- B. Zonas de debilidad aisladas conteniendo arcilla o roca desintegrada químicamente a una profundidad de 50 m o menor. 5.0
- C. Igual a B a una profundidad de más de 50 m. 2.5
- D. Zonas de corte numerosas en roca competente sin arcilla o roca suelta a cualquier profundidad. 7.5
- E. Zonas de corte aisladas en roca competente sin arcilla a una profundidad de 50 m o menor. 5.0
- F. Igual a E a una profundidad mayor de 50 m. 2.5
- G. Roca suelta con discontinuidades

abiertas, roca intensamente fracturada.

5.0

b) Roca competente con altos esfuerzos.

	$R_c/\sigma_t$	$R_v/\sigma_t$	(SRF)
H. Esfuerzos reducidos cerca de la superficie del terreno.	> 200	> 13	2.5
I. Esfuerzos medianos	200 a 10	13 a 0.66	1.0
J. Esfuerzos grandes, estructura bien interconectada.	10 a 5	0.66 a 0.33	0.5 a 2
K. Ocurrencia leve de estallidos en roca masiva (mild rock bursts).	5 a 2.5	0.33 a 0.16	5 a 10
L. Ocurrencia importante de estallidos en roca masiva (heavy rocks bursts).	< 2.5	< 0.16	10 a 20

c) Extrusión de la roca bajo la acción de grandes esfuerzos.

M. Extrusión leve	5 a 10
N. Extrusión importante	10 a 20

d) Expansión de la roca debido a la presencia de agua y esfuerzos.

O. Expansión leve	5 a 10
P. Expansión importante	10 a 15

Nota 1. Reducir en a) el valor de SRF del 25 al 50 % si las -

zonas de debilidad importantes influyen pero no intersecan la excavación.

- Nota 2.  $\bar{V}_i$  y  $\bar{V}_3$  son los esfuerzos principales mayor y menor y  $R_c$  y  $R_t$  son la resistencia de compresión y tensión respectivamente.
- Nota 3. Cuando  $5 < \bar{V}_i/\bar{V}_3 < 10$ , se recomienda reducir  $R_c$  y  $R_t$  al 80% y cuando  $\bar{V}_i/\bar{V}_3 > 10$ , se deberán reducir  $R_c$  y  $R_t$  a un 60%.
- Nota 4. En H se sugiere aumentar el valor de SRF de 2.5 a 5 cuando la profundidad del túnel sea menor que su claro.

Con base en los casos reales estudiados se ajustaron los sistemas de soportes requeridos al índice de calidad de la roca Q y a la dimensión de la excavación que rige la estabilidad (el claro o diámetro cuando se analiza la estabilidad del techo y la altura cuando se analizan las paredes). La dimensión utilizada se modifica dividiendo su valor entre el factor EST (Excavation support ratio) que depende del propósito o finalidad de la obra, - presencia de maquinaria, personal, etc.

#### 2. 8. 6.- Clasificación de Miller.

Se entiende por roca intacta aquélla de la cual pueden tomarse muestras para su ensayo en laboratorio, no presentando características estructurales en gran escala, como diaclasas, planos de estratificación, fracturas y zonas milonitizadas. Miller ha realizado un trabajo sobre la clasificación de la roca intacta a partir de las propiedades mecánicas determinadas en el laboratorio. Deere y Miller han dado una versión modificada del -

primer trabajo de Miller, siendo esta clasificación la que se describe a continuación.

La clasificación se basa en dos propiedades importantes de la roca: la resistencia a compresión simple y el módulo de elasticidad. El módulo empleado es el módulo tangente correspondiente a un nivel tensional igual a la mitad de la resistencia de la roca. La resistencia a compresión simple se determina con muestras de relación longitud/diámetro igual o superior a 2. La roca se clasifica en una de las cinco categorías de resistencia indicadas a continuación (tabla 2. 12.).

TABLA 2. 12.- Clasificación de la roca intacta basada en la resistencia a compresión simple ( $R_c$ ).

Clase	Descripción	$R_c$ (kg/cm <sup>2</sup> )
A	Resistencia muy alta	> 2250
B	Resistencia alta	1120 - 2250
C	Resistencia media	560 - 1120
D	Resistencia baja	280 - 560
E	Resistencia muy baja	< 280

Se advierte que las categorías de resistencia siguen una progresión geométrica. La línea divisoria entre las categorías A y B se ha fijado en 2250 kg/cm<sup>2</sup> ya que éste constituye el límite superior de resistencia de las rocas más comunes.

TABLA 2. 13.- Clasificación de la roca intacta basada en el módulo relativo ( $E_t / R_c$ ).

Clase	Descripción	Módulo relativo
H	Elevado módulo relativo	> 500
M	Módulo relativo medio	200 - 500
L	Módulo relativo bajo	< 200

Las rocas se clasifican según su resistencia y módulo relativo en AM, BL, BH, CM, etc.

Módulo relativo =  $E_t/R_c$ , siendo  $E_t$  el módulo tangente para el 50% de la carga de rotura y  $R_c$  la resistencia a compresión simple.

Únicamente unos pocos tipos de rocas entran en la categoría A, la cuarcita, la diabasa y los basaltos densos, entre ellas. - La categoría B, 1120-2250  $kg/cm^2$ , comprende la mayoría de las rocas ígneas, las rocas metamórficas más duras y las areniscas bien cementadas, las pizarras arcillosas duras y la mayoría de las calizas y dolomías. En la categoría C, rocas de resistencia media en el intervalo 560-1120  $kg/cm^2$ , se encuentran muchas pizarras arcillosas, areniscas y calizas porosas, las variedades más esquistosas de las rocas metamórficas (por ejemplo la clorita, la mica y los talcoesquistosos). Las categorías D y E, de resistencia baja a muy baja, comprenden rocas porosas o de baja densidad como la arenisca friable, la toba porosa, las pizarras muy arcillosas, la sal gema y las rocas meteorizadas o alteradas que

micamente de cualquier litología.

El segundo elemento del sistema de clasificación es el módulo de elasticidad ( $E_t$ ). Sin embargo, en lugar de emplear el módulo propiamente dicho, se utiliza la relación entre éste módulo y la resistencia a compresión simple, el módulo relativo, según se indica en la tabla 2. 13.

Las rocas que poseen una estructura compacta y poca o ninguna anisotropía suelen entrar dentro de la categoría M (zona de módulo relativo medio), donde están comprendidas la mayoría de las rocas ígneas.

#### 2. 8. 7.- Clasificación de las rocas de acuerdo con su resistencia a compresión simple.

La propiedad de la resistencia a compresión simple de las rocas, es utilizada como un parámetro muy importante en la clasificación geomecánica de Bieniawski y en la clasificación de Miller de los macizos rocosos, pero, además, dicha resistencia puede ser considerada como parámetro único e independiente para la clasificación de las rocas.

En la tabla 2. 14. se presenta la clasificación de las rocas atendiendo a su resistencia a compresión simple.

**TABLA 2. 14.- Clasificación de las rocas de acuerdo con su resistencia a compresión simple.**

Resistencia, en MPa.	Condición	Descripción
5 a 20	Muy débil	Sedimentarias alteradas y débilmente compactadas.
20 a 40	Débil	Sedimentarias y esquistos débilmente cementados.
40 a 80	Resistencia media	Sedimentarias competentes y rocas ígneas cuarzosas de densidad un poco baja.
80 a 160	Resistencia alta	Ígneas competentes, metamórficas y algunas areniscas de grano fino.
160 a 320	Resistencia muy - alta	Cuarzitas; rocas ígneas - densas de grano fino.

## CAPITULO 3

# S I S M I C I D A D

Los movimientos tectónicos, causados por la vibración natural del terreno producida por la ruptura de grandes masas de roca bajo la superficie, constituyen uno de los fenómenos naturales más temidos desde tiempos antiguos por su ocurrencia repentina e impredecible y enorme capacidad de destrucción. Se ha estimado que han causado la muerte de unos 13 millones de personas durante 4000 años, incluyendo más de 2 millones de personas en 10 temblores ocurridos unos 1000 años a. c. En compensación parcial, el estudio de los temblores ha suministrado considerable información acerca de las estructuras y propiedades del interior de la Tierra; generar temblores artificiales es uno de los principales métodos empleados en la búsqueda de petróleo, para la exploración geofísica de suelos y, en Mecánica de Rocas, para la exploración y determinación de las propiedades de los mantos rocosos.

### 3. 1.- DEFINICIONES.

Desafortunadamente, la bibliografía relativa a sismos carece de definiciones precisas de los términos sismológicos funda

mentales.

Por lo tanto, a continuación se proporcionan las definiciones de sismo, macrosismo, microsismo, sismología y sismicidad, mencionando algunas otras posteriormente.

#### SISMO.

El término sismo o seismo (del griego *seiein* = mover) se emplea para designar a cualquier movimiento vibratorio de la corteza terrestre; a un sismo pequeño se le denomina temblor; mientras que a uno grande, que pudiera causar daños, le llamamos terremoto (del latín *terra* = tierra y *motus* = movimiento).

#### MACROSISMO Y MICROSISMO.

Cuando las vibraciones de un sismo son percibidas por el hombre se denominan macrosismos, y los que únicamente pueden ser registrados por dispositivos especiales, se llaman microsismos.

#### SISMOLOGIA.

La sismología es una rama de la geofísica que se encarga del estudio de todo lo referente a los sismos: la fuente que los produce, las ondas que generan, el medio físico que atraviesan dichas ondas, efectos, tamaño, dirección, etc.

La sismología tiene varias aplicaciones prácticas muy importantes, entre las que podemos mencionar: la búsqueda de yacimientos de minerales y de hidrocarburos; la realización de grandes obras, como diques, puentes, edificios, presas, etc.; requiere de un estudio sísmico previo para conocer las características estructurales y elásticas de la zona o zonas donde se asentarán; otra de las tareas que tiene es la de investigar como está estructurada, internamente la Tierra, a través del estudio de la -

propagación de las ondas sísmicas por el interior de nuestro planeta; cabe mencionar que la mayor parte de los datos que se obtienen, sobre este tema, han sido proporcionados por la sismología.

## SISMICIDAD.

Se define más estrictamente como "La frecuencia de sismos por unidad de área en una región dada". A menudo esta definición se emplea inadecuadamente, por lo que se puede definir en forma más general como "la actividad sísmica de una región dada". Esta última definición implica que la sismicidad se refiere a la cantidad de energía liberada en un área particular, y en este sentido el término cobra mayor significación para el ingeniero que en la primera definición.

### 3. 2.- GENERACION Y PROPAGACION DE SISMOS.

#### 3. 2. 1.- Fuentes sísmicas.

El temblor, tal y como se siente en la superficie, siempre es el resultado, nunca la causa, de alguno de los procesos geológicos más fundamentales. Los efectos geológicos, a su vez, son relativamente ligeros aún cuando para el humano resultan muy impresionantes. De muchas formas se pueden causar temblores de Tierra, perceptibles pero locales o provocados por el hombre, como por ejemplo una avalancha, caída de rocas o deslizamientos, una explosión o por el paso de un tráfico intenso. El desdoblamiento de los sedimentos marinos, el colapso del techo de una caverna y especialmente la erupción de un volcán, están entre las probables causas de las débiles sacudidas dentro de los niveles someros de la corteza terrestre. No se ha determinado qué tanta influencia es ejercida por el ajuste isostático para el de equilibrio resultante de la sobrecarga de un delta o el levantamiento de la Tierra después de la retirada de los glaciares.

En la actualidad podemos clasificar a los sismos, según su forma de generarse, en dos grandes grupos: naturales y artificiales.

### 3. 2. 1. 1.- De origen natural.

En este grupo podemos considerar a los sismos tectónicos, a los volcánicos; y los provocados por colapsos, deslizamientos o impactos.

#### a).- Tectónicos.

Suelen llamarse tectónicos los sismos provocados por deslizamientos a lo largo de fallas geológicas y por cambios de fase de las rocas. Por la frecuencia con que ocurren, la energía que liberan y la extensión del área que afectan, son los más importantes en la ingeniería civil. De estos, los de mayor interés práctico son los generados por deslizamientos en fallas geológicas, ya que producen la mayor parte de los daños en obras civiles.

#### b).- Volcánicos.

Se producen conjuntamente con actividad volcánica, provocados por la expulsión violenta de lava y los derrumbamientos que la acompañan.

Frecuentemente antes de una erupción, la actividad sísmica aumenta en las proximidades del volcán. A algunos kilómetros debajo de la chimenea volcánica, el magma se mueve lentamente bajo una gran presión de vapor, a través de una red de venas y arterias de una cámara de almacenamiento a otra. A medida que este movimiento tiene lugar, las fuerzas que se producen fracturan la roca, produciéndose ondas sísmicas.

Algunas veces la ruptura de una falla, próxima al volcán, precede al movimiento del magma y a la erupción de la lava. Las ondas sísmicas pueden sacudir el material fundido en los lugares de almacenamiento bajo el volcán. El vapor y el gas, disueltos en el magma, empiezan a formar burbujas de vapor muy caliente, que aceleran la salida de la lava desde los tubos superficiales y que escapan como material gaseoso. Por otro lado, los cambios de presión resultantes de una erupción pueden propiciar la liberación de energía elástica, que puede estar almacenada en la región, por sismos someros.

c).- Sismos por colapso.

Son pequeños, ocurren en regiones de cavernas subterráneas y minas. Las ondas que producen no son peligrosas; aunque el colapso en sí puede serlo. La causa de estos temblores de Tierra es el colapso del techo de la mina o la caverna.

d).- Sismos por deslizamiento.

Parte de la energía gravitacional liberada en el rápido movimiento del suelo y rocas hacia abajo se convierte en ondas sísmicas.

e).- Sismos por impacto.

El impacto de un meteorito también puede provocar un sismo de pequeña intensidad, afectando a la región próxima.

3. 2. 1. 2.- Artificiales.

Producidas por el hombre a través de explosiones. Pueden ser accidentales o provocados.

a).- Provocados.

Se utilizan para conocer las características de nuestro planeta, para realizar sondeos en áreas determinadas y también - se provocan microsismos para probar el comportamiento de las rocas y estructuras ante movimientos del suelo.

Se pueden emplear artefactos químicos o nucleares.

Algunas explosiones nucleares subterráneas han sido lo bastante grandes como para enviar ondas sísmicas a través del interior de la Tierra y ser registradas en estaciones sismográficas lejanas.

b).- Accidentales.

El hombre no tiene control de ellos.

### 3. 2. 2.- Teoría del rebote elástico.

Cuando las fuerzas que actúan sobre la roca se incrementan rápidamente, tanto que ésta puede comportarse plásticamente; y si son tan grandes que la roca no puede soportarlas - deformándose elásticamente, hacen que falle, es decir, que se rompa súbitamente.

El modelo del rebote elástico se ilustra en la fig. 3. 1.

La teoría del rebote elástico (desarrollada para interpretar el desastre de San Francisco de 1906) explica la asociación característica de los terremotos con el fallamiento. Independientemente de su intensidad o de la profundidad a la cual se originan, o a que las fallas sean horizontales, verticales o inclinadas, - los patrones de ondas de los terremotos son básicamente semejantes. A medida que los esfuerzos (fuerzas) se acumulan en la roca a ambos lados de una falla, ésta es presionada fuertemente distorsionándose con lentitud hasta alcanzar su límite elástico. En

tonces, cuando la roca se rompe repentinamente libera la energía acumulada en forma de ondas sísmicas, produciéndose un estallido (rebote) e inmediatamente después de él, tratará de recuperar su forma primitiva.

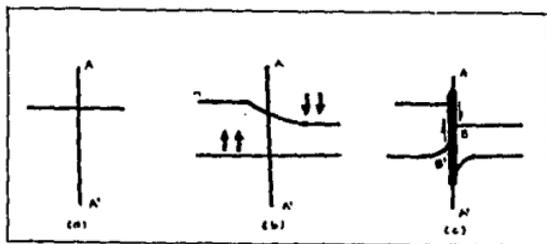


Fig. 3. 1.- Rebote elástico.

La fig. 3. 1.(a) muestra un pedazo de terreno antes de ser de formado por las fuerzas indicadas como flechas gruesas; la línea representa una carretera construida cuando el terreno aún no estaba deformado. La fig. 3. 1.(b) muestra como la línea de la carretera se deforma cuando lo hace el terreno deformado. Finalmente cuando el terreno no soporta los esfuerzos, se rompe a lo largo de un plano, representado en la fig. 3. 1.(c)(A-A'), el llamado plano de falla. La carretera antigua recobra su forma recta - fig. 3. 1. (c), pero con una discontinuidad sobre el plano de falla, mientras que la carretera nueva ha quedado deformada en la cercanía de dicho plano. La distancia B-B' entre las puntas de la carretera deformada nos indica que tanto se desplazó un lado de la falla con respecto a otro; la mitad de este desplazamiento (el desplazamiento para un sólo lado de la falla) es llamado corrimiento de falla, y puede ir de unos cuantos centímetros a varios metros.

A medida que las rocas se deforman elásticamente, almacenan -

más energía. Cuando la falla sufre ruptura, se libera la energía elástica almacenada en las rocas, en parte como calor y en parte como ondas elásticas, las que constituyen el terremoto.

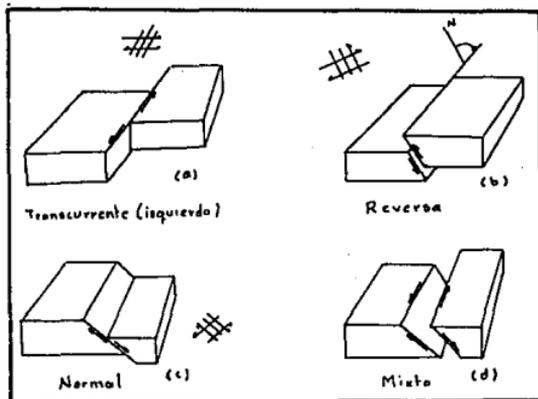
### 3. 2. 3.- Tipos de fallas.

Dependiendo de los esfuerzos que actúen sobre un cuerpo, éste puede fallar en alguna de las tres formas siguientes. La primera forma mostrada en la fig. 3. 2.(c), es de falla normal o de deslizamiento, que resulta de esfuerzos de tensión.

La fig. 3. 2.(b) muestra el segundo tipo, que es de falla reversa o de cabalgadura. Este tipo de falla ocurre cuando los esfuerzos son compresionales.

El tercer tipo de falla mostrado en la fig. 3. 2.(a), es el de falla transcurrente o de rumbo, que se produce cuando los esfuerzos son cortante sin componente vertical. En este caso el co rrimiento es horizontal.

Fig. 3. 2.- Tipos de fallas.



Cuando los esfuerzos que actúan sobre el terreno son una combinación de esfuerzos de **tensión o de compresión con esfuerzos** - de corte, el terreno puede fallar en una forma mixta, como se muestra en la fig. 3. 2. (d).

### 3. 2. 4.- Representación puntual.

Cuando podemos considerar a la falla como un punto, ya porque sea muy pequeña o porque estemos observando longitudes de onda muy largas, cada uno de los tipos de fallamiento puede ser representada por un conjunto de fuerzas llamada doble par, que se representa en la fig. 3. 2. a la derecha de cada tipo de falla. La magnitud de cada uno de los pares de fuerzas es llamada "momento sísmico" y se representa generalmente por  $M_0$ . - El momento sísmico es un parámetro importante para caracterizar el "tamaño" de un sismo; depende de la rigidez del medio, del área de ruptura y del corrimiento promedio.

Si consideramos cómo es el desplazamiento de los puntos de un material que rodean al punto de aplicación de un doble par, vemos que es distinto para distintas direcciones. La fig. 3. 3. representa una falla transcurrente observada desde arriba; mientras se observa se aprecia claramente el doble par e indica el desplazamiento de los puntos como una figura de cuatro lóbulos, parecida a un trébol de cuatro hojas. Los lóbulos señalados por un signo C son direcciones en donde el material del terreno es comprimido, mientras que los indicados por un signo D señalan dilatación. En cada caso la distancia desde el centro hasta la orilla del lóbulo es proporcional a la magnitud del desplazamiento en esa dirección; de donde vemos que el fallamiento produce grandes desplazamientos en unas direcciones y desplazamientos nulos en otras.

En general, una falla radiará cantidades distintas de energía en direcciones diferentes (la forma en que lo hace es llamada pa

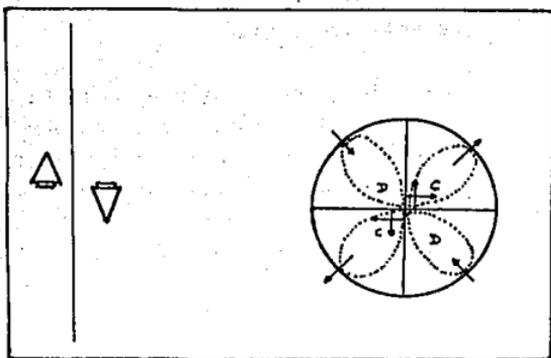


Figura 3. 3.- Falla transformada (vista superior) y patrón de radiación. (C = compresión; D = dilatación).

trón de radiación), y lo hará de tal o cual manera según los distintos tipos de ondas.

### 3. 2. 5.- Ruptura sísmica.

La energía sísmica, es decir, la energía liberada en forma de ondas sísmicas, es tan sólo una pequeña fracción de la energía total gastada durante un sismo. El resto de la energía elástica que estaba almacenada en forma de esfuerzo en la roca deformada se gasta en crear la falla, romper la roca, vencer la fricción entre las caras de la fractura y otra parte puede permanecer en la roca (esfuerzo residual).

La energía liberada por los sismos más grandes es enorme (del orden de  $10^{25}$  ergs), es 100 000 veces mayor que la bomba atómica de 20 kilotonnes que destruyó Hiroshima, y mayor que la de las grandes bombas nucleares de varios megatonnes (1 kilotón =  $4.2 \times 10^{19}$  ergs).

La energía total gastada durante el sismo depende del corrimiento promedio en la falla, del tamaño (área) y del nivel promedio de esfuerzos en ella.

Experimentos en laboratorio en los cuales se comprimen muestras de roca hasta que se rompen indican que, para las presiones que se pueden esperar en el interior de la Tierra (del orden de 9 Kbar a 33 km de profundidad, 31 kbar a 100 km, 170 kbar a 500-km), se requieren esfuerzos cortantes de decenas de miles de bars para lograr que fallen las muestras.

Por lo tanto, existen actualmente controversias acerca de cuál es el nivel real de esfuerzo cortante en las rocas de las capas más superficiales de la Tierra, donde ocurren los sismos.

Es posible conciliar ambas observaciones si consideramos que

la resistencia a la ruptura de las rocas varía de lugar a lugar, y que pueden existir concentraciones de esfuerzos muy altas.

Las concentraciones pueden ocurrir donde una asperidad (una zona con resistencia a la ruptura mucho mayor que la del material que la rodea) haya resistido mientras se rompía el material a su alrededor. Los lugares adyacentes a zonas de baja resistencia a la ruptura o a microfallas (pequeñas áreas donde la fricción puede considerarse nula), donde el corrimiento de las fallas produce concentraciones de deformación y, posiblemente, debilitamiento de la roca, son lugares donde también pueden ocurrir concentraciones de esfuerzo. Al romperse el sitio donde hay una gran concentración de esfuerzo, el fallamiento, con su consiguiente corrimiento, produce concentraciones de esfuerzo en los bordes de la ruptura que, si son mayores de lo que puede soportar la roca, hacen que la falla se propague, esto es, que crasca y continúe creciendo hasta que las concentraciones de esfuerzo que produce ya no sean lo suficientemente grandes para romper la roca, creando una nueva superficie de falla.

El punto donde comienza la ruptura se llama foco o hipocentro y el punto de la superficie terrestre localizado inmediatamente arriba de él se llama epicentro. Se llama foco sísmico al hipocentro y la zona de ruptura, donde ocurrió la liberación de energía del sismo.

Los sismos son clasificados como sigue de acuerdo con la profundidad calculada del foco:

a).- Sismos someros.

Son los más numerosos, se originan a 60 km de la superficie exclusivamente en la corteza terrestre. Muchos de ellos se inician a unos 7 km abajo.

b).- Sismos intermedios.

Estos comienzan de 70 a 300 km de profundidad.

c).- Sismos profundos.

Comienzan desde los 300 km de profundidad y descienden hasta los 720 km. A tales profundidades la viscosidad del manto es suficiente para permitir que los grandes esfuerzos lo vigoricen temporalmente, aunque la roca tiende a la larga, a ceder lentamente por cierta clase de flujo plástico. La máxima energía liberada por los terremotos disminuye a medida que el foco es más profundo indicando una declinación en la resistencia a la ruptura de la roca.

Si el medio que rodea al hipocentro tiene un nivel alto de esfuerzo, es muy fácil que la ruptura se propague; mientras que si el nivel es bajo (por ejemplo por haber ocurrido recientemente un sismo fuerte allí), es probable que la ruptura se detenga.

Otra posible causa para que la ruptura se detenga es que se encuentre una asperidad que no pueda romper con las concentraciones de esfuerzo que produce, o a cambios en la orientación del plano de la falla.

Como las propiedades de la roca y las concentraciones de esfuerzo cambian de lugar a lugar, los grandes sismos, que rompen áreas grandes, tienen generalmente fuentes más o menos complicadas. En virtud de que no se rompe toda el área al mismo tiempo, sino que la ruptura se propaga y lo hace, aparentemente, a velocidades cercanas a las ondas de corte, tarda un cierto tiempo, llamado tiempo de ruptura, en alcanzar su extensión total. La función que describe la manera de cómo se propagó la ruptura durante este tiempo se llama función temporal de fuente; la ruptura puede ser gradual y continua y generar ondas de período largo,

o puede ser como una sucesión de sismos más pequeños y generar ondas que presenten vibraciones muy rápidas, dependiendo posible mente, del tamaño y número de las asperidades. Se ha observado que estas características son distintas para diferentes regiones de la Tierra.

A las coordenadas del epicentro y al tiempo en que se produce un sismo se le denomina Suceso Sísmico; las primeras se dan en función de latitud sobre el Ecuador y longitud respecto al Meridiano de Greenwich, y el tiempo es el GMT (Greenwich Meridian Time).

Así, por ejemplo, para definir el sismo del 19 de Septiembre de 1985 ocurrido en la Ciudad de México, como un Suceso Sísmico, diríamos que su epicentro se localizó en las coordenadas latitud  $18.02^{\circ}$  N y longitud  $102.75^{\circ}$  W, y la hora en que ocurrió fué a las 13 hrs, 17 min y 44.3 seg, GMT.

### 3. 2. 6.- Preeventos, réplicas y enjambres.

#### a).- Preeventos.

Los temblores que ocurren antes (de segundos a meses) de un temblor grande (llamado evento principal) y que tiene el efecto de concentrar los esfuerzos que darán lugar a éste, se llaman sismos premonitorios o preeventos.

Como por ejemplo los preeventos observados en los terremotos de México, podemos citar la secuencia de Petatlán de 1979, el sismo con  $M = 4$  del 14 de marzo ocurrió 28 seg antes del evento principal. A veces un terremoto muy grande puede ser preevento de otro más grande aún; sin embargo, no siempre es necesario preocuparse por esta posibilidad, pues es posible estimar el tamaño máximo de los terremotos que pueden ocasionarse en un lugar determinado.

Los preeventos son estudiados actualmente, entre otras razones, por su posible aplicación a la predicción de la ocurrencia del evento principal.

b).- Réplicas.

Después de un temblor grande ocurren muchos temblores - más pequeños, llamados réplicas, cuyos focos están localizados - en el área de ruptura del evento principal o en su periferia. Se piensa que pueden deberse a la rotura de áreas resistentes que - no se rompieron durante el evento principal y a la extensión del plano de falla. Estas áreas se rompen después, porque, debido a las propiedades anelásticas de las rocas, no toda la energía de deformación es gastada súbitamente durante el sismo principal; - parte de la energía almacenada en las rocas de la región que rodea la falla se alimenta a ésta posteriormente; la ocurrencia de réplicas puede durar desde días hasta años, dependiendo del tamaño del evento principal y del tipo de roca en que ocurran.

Si alguno de los sismos que siguen a un evento grande es aproximadamente del mismo tamaño que éste, no se considera réplica, sino que ambos sismos se consideran como un evento múltiple. Consideramos como réplicas a los sismos que siguen al evento principal y que son menores que éste por un factor de 3.16 (correspondiente a medio grado de magnitud).

c).- Enjambres.

A veces ocurren episodios sísmicos que consisten en un gran número de eventos sin que haya alguno que sea bastante mayor que los demás, sin evento principal.

Este tipo de episodio es llamado enjambre; los eventos que lo constituyen raramente son muy grandes y es característico de zonas donde la corteza terrestre puede alcanzar altas temperaturas

como las volcánicas, geotérmicas y de creación nueva de corteza terrestre.

### 3. 2. 7.- Ondas sísmicas.

La energía liberada en un terremoto se desplaza por la roca en la forma de ondas, la cual actúa como un cuerpo -elástico.

Las partículas individuales en la roca vibran rápidamente de una parte a otra a medida que se transmite el movimiento ondulatorio.

Hay cierto número de tipos de ondas sísmicas. Sus patrones se hacen extremadamente complejos cuando son modificados por las -propiedades de las ondas de reflexión, difracción y dispersión. Las tres principales tipos de onda son: ondas de cuerpo, ondas de superficie y ondas complejas, las mismas se describen a continuación.

#### 3. 2. 7. 1.- Ondas de cuerpo.

La teoría de la elasticidad nos dice que son posibles dos tipos de ondas elásticas que viajan a -través de la Tierra, y que son conocidas como ondas de cuerpo u ondas internas, las cuales pueden ser compresionales o de ciza-lla (corte).

##### a).- Ondas P.

También llamada onda primaria, de empuje compresional o longitudinal, la onda P es un cuerpo de ondas rápido que viaja por el interior de la Tierra y es el primero en llegar a la estación registradora. Es transmitida (al igual que las ondas sono--ras) por compresión y expansión alternas del volumen de la roca

a lo largo de la dirección de viaje de las ondas.

Esta clase de onda puede pasar a través de los sólidos, líquidos o gases; en la roca sólida alcanza una mayor velocidad, a mayor profundidad donde la roca es más elástica. Por esta razón puede viajar más rápido por las cuencas oceánicas que por las masas continentales y más rápido por el manto (excepto en la zona de baja velocidad de Gutenberg) que por la corteza. La velocidad de la onda P es de 6 a 11.3 km/seg.

b).- Ondas S.

También llamadas ondas secundarias, de sacudida, de esfuerzo cortante (cizalla), distorsionales o transversales, forman un cuerpo de ondas más lento que el de las ondas P. Así mismo, también viajan a través del interior de la Tierra y son las que llegan en segundo lugar a la estación registradora. Son transmitidas al igual que las ondas de luz por vibraciones perpendiculares a la trayectoria en la que viajan las ondas en las rocas. Su velocidad es proporcional a la rigidez del material que atraviesan y no pasan por los líquidos; de aquí se infiere lo previamente establecido en relación a la distinta naturaleza del núcleo de la Tierra y el manto. Las ondas S tienen una velocidad de 3.5 a 7.3 km/seg.

c).- Ondas convertidas.

Cuando una onda de cuerpo que viaja a través de un medio incide sobre una interfase (una superficie) que lo separa de otro medio con distintas propiedades elásticas, en general parte de la energía es transmitida al segundo medio y parte es reflejada.

d).- Coda.

Después de la llegada de las ondas P y S, vemos que la señal en el sismograma decae poco a poco, esta parte de la "cola" de la señal se llama coda, y se debe a energía sísmica dispersa que llega hasta el sensor después de haber sido reflejada por las heterogeneidades propias del terreno. La forma como decae la coda nos sirve para estimar que tan grande es la atenuación del terreno. También, como veremos más adelante, es útil para la determinación de la magnitud de los sismos, sobre todo los locales.

### 3. 2. 7. 2.- Ondas de superficie.

Además de las ondas que viajan a través del terreno, existen otras que lo hacen por la superficie, esto es, su amplitud es máxima en ésta y nula en las grandes profundidades.

A continuación veremos los dos tipos principales de ondas superficiales y explicaremos algunas de sus propiedades.

#### a).- Ondas Rayleigh.

Al paso de este tipo de ondas, el movimiento de cada partícula de la superficie del terreno se da en forma de elipse retrógrada. Fig. 3. 4.

Estas ondas son lentas, ondulantes y viajan a través de sólidos no uniformes directamente abajo de la superficie de la Tierra, son las ondas más lentas con velocidades de grupo (la velocidad con que viaja la energía) que van de 1 a 4 km.

#### b).- Ondas Love.

Su movimiento es similar al de las ondas S pero no tienen desplazamiento vertical; mueve el suelo de lado a lado en un plano horizontal paralelo a la superficie de la Tierra, perpendicular

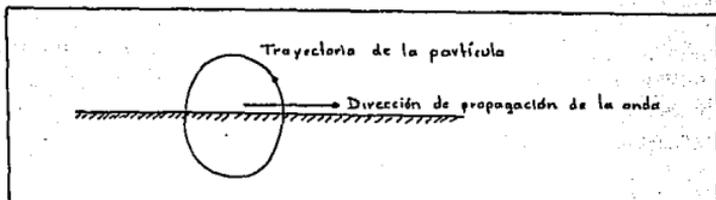


Figura 3. 4.- Onda Rayleigh.

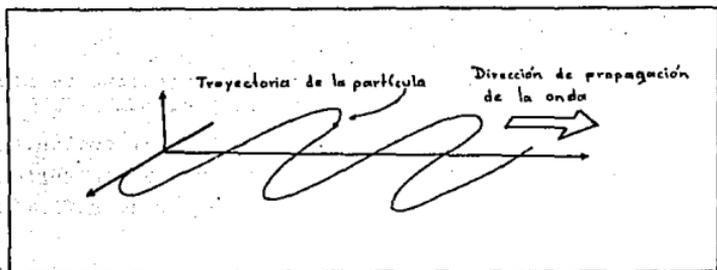


Figura 3. 5.- Onda Love.

cular a la dirección de propagación. Fig. 3. 5. Aunque más lentas que las ondas de cuerpo, las ondas love tienen velocidades de 1 a 4.5 km/s y son más veloces que las de Rayleigh.

### 3. 2. 7. 3.- Ondas complejas.

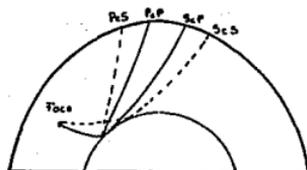
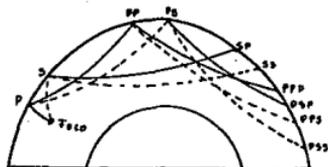
Cuando una onda de cuerpo incide en una discontinuidad se refleja o se refracta, y puede cambiar de naturaleza. Así, una onda P o S al encontrar una discontinuidad puede dar lugar a ondas P y S.

En la fig. 3. 6. se indican las diferentes direcciones que tomarían las ondas engendradas en un foco, situado en la superficie terrestre. La trayectoria de las ondas P se dibuja con línea continua, mientras que las punteadas representan la propagación de ondas S.

Las ondas que viajan directamente hasta alcanzar algún punto de la superficie se denotan simplemente por P o S. Las ondas que tienen una trayectoria quebrada se representan por combinaciones de letras, las cuales indican la forma de propagación a lo largo de distintos tramos.

Las ondas, que se reflejan en la superficie, se distinguen - agregando el símbolo correspondiente a la forma en que se propagó después de rebotar. Estas pueden alcanzar cualquier punto de la superficie terrestre, pero su amplitud decae rápidamente, por lo que no es común observar un gran número de reflexiones.

Una "c" minúscula (núcleo = core, en inglés), colocada entre las letras, indica que la onda fué reflejada en el núcleo. Las ondas que penetran en el núcleo (únicamente ondas P) se representan por K (núcleo = kern, en alemán); por ejemplo una onda P que llegue al núcleo, se propague por su interior y sale de él como S, la denominaremos Pks.



——— ONDAS P  
 - - - - ONDAS S

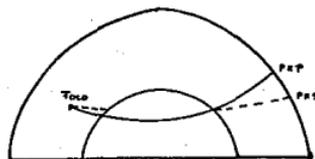


Figura 3. 6.- Ondas Complejas.

### 3. 3.- INTENSIDAD Y MAGNITUD.

Existen dos medidas principales para determinar la "grandezza" de un sismo: la intensidad y la magnitud, ambas expresadas en grados. Aunque a menudo son confundidas, expresan propiedades muy diferentes, como veremos a continuación.

#### 3. 3. 1.- Intensidad.

La intensidad es una medida de los efectos causados por un sismo en un lugar determinado de la superficie terrestre. En ese lugar, un sismo pequeño pero muy cercano su epicentro puede causar alarma y grandes daños, en cuyo caso decimos que su intensidad es grande; en cambio un sismo muy grande pero muy lejano puede apenas ser sentido ahí y su intensidad, en ese lugar, será pequeña.

Cuando se habla de la intensidad de un sismo, sin indicar dónde fue medida, ésta representa la correspondiente al área de mayor intensidad observada (área pleistocista).

Una de las primeras escalas de intensidades es la de Rossi-Forel (de 10 grados), propuesta en 1883. Actualmente existen varias escalas de intensidades, usadas en distintas naciones, por ejemplo, la escala MSK (de 12 grados) se usa en Europa occidental desde 1964 y adoptada hace poco en la Unión Soviética, la escala JMA (de 7 grados) usada en Japón, etc. Las escalas MM y MSK (propuesta como estándar internacional) resultan en valores parecidos entre sí. Otra escala antes usada en Europa es la GEOPAN seminstrumental.

La escala más común en América es la escala modificada de Mercalli (MM), que data de 1931 y que va del grado I (detectado sólo con instrumentos) hasta el grado XII (destrucción total), corresponde a daños leves hasta el grado V. Como la intensidad va

ría de punto a punto, las evaluaciones en un lugar dado constituyen, generalmente, un promedio; por eso se acostumbra hablar solamente de grados enteros.

Es común representar en un mapa los efectos de un sismo mediante curvas, llamadas isosistas, que representan los lugares donde se sintió la misma intensidad (fig. 3. 7.). Generalmente se observan las mayores intensidades cerca de la zona epicentral; aunque, a veces, pueden existir factores (como condiciones particulares del terreno) que ocasionen que un sismo cause mayores daños a distancias lejanas del epicentro. Otro factor que hace que la región pleistocista no coincida con la epicentral, es que pueden reportarse las mayores intensidades en otros sitios; donde, debido a la concentración de población, un sismo causará más daños (o al menos serán reportados más daños) que en una región comparativa o totalmente deshabitada.

Cuando una falla se propaga, crece, preferentemente, en una dirección determinada, puede producir mayores intensidades en sitios situados a lo largo de esa dirección que a lo largo de otras. Este efecto se conoce con el nombre de directividad, y es uno de los factores que hacen que las isosistas no formen círculos concéntricos.

Como las intensidades son medidas de daños, y éstos están muy relacionados con las aceleraciones máximas causadas por las ondas sísmicas, es posible relacionarlos aproximadamente. Una de las muchas relaciones es:

$$\log a \text{ (cm/s)} = I/3 - I/2 \quad (3. 1)$$

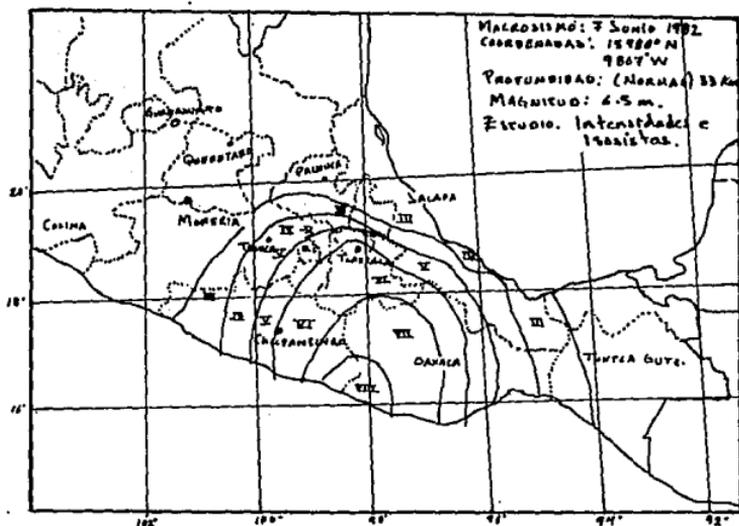


Figura 3. 7.- Intensidades e isosistas.

donde I es la intensidad y  $a$  la aceleración máxima. Esta relación nos dice que una intensidad de XI corresponde a aceleraciones del orden de  $1468 \text{ cm/s} = 1.5 \text{ g}$  ( $g = 980 \text{ cm/s}$ , es la aceleración de la gravedad en la superficie terrestre), una intensidad de IX corresponde a  $0.7 \text{ g}$ , y una de VII a  $0.07 \text{ g}$ . Aparentemente la aceleración mínima que percibe el ser humano es del orden de  $0.001 \text{ g}$ , correspondiente a la intensidad II. En la tabla 3. 1. - se muestra la escala de Mercalli Modificada (MM).

Tabla 3. 1.- ESCALA DE MÉRCALLI MODIFICADA.

GRADO	CALIFICACION	PERSONAS	COSAS	EFFECTOS EN: ESTRUCTURAS
I	Instrumental		Registrado sólo por sismógrafos.	
II	Ligero	Sentido sólo por personas que se hallan en reposo en edificios altos o en lugares que favorecen la percepción.		
III	Ligero	Sentido en el interior de las habitaciones, puede no ser reconocido como sismo. La vibración es parecida al paso de un camión ligero. Es posible estimar su duración.	Objetos colgantes se balancean.	
IV	Moderado	Sentido por todos en el interior de las habi	Oscilación de objetos colgantes, crujidos de paredes, tin-	

GRADO	CALIFICACION	PERSONAS	COSAS	EFFECTOS EN: ESTRUCTURAS
		-taciones. Vibración semejante al paso de camiones pesados o sensación como si una pelota pesada golpeará las paredes	-tino de cristales y vajillas. Ligeras oscilaciones de algunos coches parados.	
V	Regular	Es sentido fuera de las casas; puede estimarse su dirección. Las personas dormidas despiertan.	Los líquidos se agitan, algunos se derraman. Objetos pequeños inestables desplazados o volcados. Oscilación de puertas y objetos colgados en paredes. Los relojes de péndulo se detienen, echan a andar o cambian de velocidad.	
VI	Fuerte	Lo sienten todas las personas, muchas de ellas se asustan y abandonan sus casas.	Rotura de cristales, vajillas, platos, caída de estantería, cuadros y objetos colgados de las pa-	Las construcciones tipo D se agrietan.

GRADO	CALIFICACION	PERSONAS	COSAS	EFFECTOS EN: ESTRUCTURAS
		Se dificulta caminar.	-redes, oscilan muebles pesados. Suenan campanas pequeñas (iglesias y colegios). Arboles y arbustos sacudidos. Revestimientos débiles se agrietan.	
VII	Muy fuerte	Difficil mantenerse de pie. Sentido por los conductores.	Los objetos colgantes vibran. Rotura de muebles, aleros y tejados débiles; desprendimiento de yeso, tejas, cornisas y adornos arquitectónicos. Derrumbes y aludes en bancos de arena o grava. Los canales de irrigación quedan dañados. Se producen olas en la superficie de los estanques y se enturbian las aguas. Sonido general de campanas.	Daños a construcciones tipo D incluyen grietas. Algunas grietas en construcciones tipo C.

GRADO	CALIFICACION	PERSONAS	COSAS	EFFECTOS EN: ESTRUCTURAS
VIII	Violento	Se dificulta conducir un vehículo y quizás hasta se pierde el control del auto.	Caída de estuco y de algunas paredes de ladrillo. Torcedura y caída de chimeneas, monumentos, torres, tanques elevados. Se rompen las ramas de los árboles. Cambios de caudal o nivel en manantiales y pozos. Grietas en terreno húmedo y en pendientes empinadas.	Daños a las construcciones tipo C; colapso parcial. Algunos deterioros en las construcciones B.
IX	Ruinoso	Pánico general	Averías generales a los cimientos, y muy serias en cisternas y presas. Roturas de conducciones subterráneas, agrietamiento del suelo, deformaciones en las vías de ferrocarril. En zonas aluviales, expulsión de arena y fanegas, y formación	Construcciones de tipo D destruidas; edificios tipo C seriamente dañados; algunas veces con colapso total; las tipo B con daños importantes.

GRADO	CALIFICACION	PERSONAS	COSAS	EFFECTOS EN: ESTRUCTURAS
			-de los denominados volcanes de arena.	
X	Muy ruinoso	Pánico general	Daños serios en presas, diques y terraplenes. Grandes corrimientos de tierras. El agua rebasa las orillas de canales, ríos, lagos, etc. La arena y el lodo son desplazados horizontalmente en las playas y terrenos planos.	La mayor parte de las construcciones de mampostería y de armazón, así como sus cimientos son destruidos. Algunas estructuras y puentes cuidadosamente contruidos, caen.
XI	Catastrófico	Pánico general	Los rieles quedan muy doblados, y las tuberías subterráneas fuera de servicio.	Prácticamente no queda nada en pie ninguna estructura de mampostería. Graves daños en edificios, incluso de buena calidad.
XII	Apocalíptico	Pánico general	Grandes desplazamientos de tierras. pro-	La destrucción es casi total.

GRADO	CALIFICACION	PERSONAS	COSAS	EFFECTOS EN: ESTRUCTURAS
				-yección de objetos hacia lo alto, formación de grandes fallas, notables de formaciones en el terreno. Se producen grandes cambios en la topografía de las zonas afectadas.

304

CALIDAD DE LAS CONSTRUCCIONES DE MAMPOSTERIA.

- CONSTRUCCION A. Buena calidad de mano de obra, mortero y diseño; reforzada, en especial lateralmente, utilizando acero o concreto; diseñada para resistir fuerzas laterales.
- CONSTRUCCION B. Buena mano de obra y mortero; reforzada, pero no diseñada en detalle para resistir fuerzas laterales.
- CONSTRUCCION C. Mano de obra y mortero ordinarios, no extremadamente débiles, sin defectos en las uniones de esquinas, pero tampoco reforzada ni diseñada para soportar fuerzas horizontales.
- CONSTRUCCION D. Materiales débiles, como el adobe; mortero pobre; bajo estándar de mano de obra; débiles horizontalmente.

### 3. 3. 2.- Magnitud.

La intensidad es una medida relativa que nos dá una idea de la severidad con que se manifiestan los sismos en diversos sitios, pero no cuantifica la energía liberada en la fuente; con este último fin se desarrolló la escala de magnitud.

Una escala que cuantifica la energía liberada durante un sismo fué ideada en 1931 por el sismólogo japonés Wadati; él observó, al comparar los sismogramas de diferentes temblores, que la amplitud máxima de las ondas sísmicas registradas parecían proporcionales a la dimensión del sismo. Tiempo después, en 1935, Charles Richter se encargó de desarrollar este concepto.

Richter definió el concepto de "magnitud" pensando en un parámetro que describiera, de alguna manera, la energía sísmica liberada por un terremoto. La magnitud de Richter o magnitud local, indicada usualmente por  $M_L$ , está definida como el logaritmo (base 10) de la máxima amplitud ( $A_{máx}$ , medida en micras) observada en un sismógrafo Wood-Anderson estándar (un sismógrafo de péndulo horizontal muy sencillo), menos una corrección por la distancia (D) entre el epicentro y el lugar de registro, correspondiente al logaritmo de la amplitud ( $A_0$ ) que debe tener, a esa distancia, un sismo de magnitud cero.

$$M_L = \log (A_{máx}) - \log A_0 (D) \quad (3. 2)$$

El temblor de magnitud cero se define como aquél que, teniendo su epicentro a 100 km de distancia, deja una traza de una micra en un sismógrafo Wood-Anderson.

Richter hizo estos estudios de magnitud tomando como base las características de California, EUA (por lo que no es necesariamente aplicable a cualquier parte del mundo), y para distancias menores de 600 km (de donde toma su nombre de "local").

Otra escala de magnitudes muy usada para determinar la magnitud de un sismo local, es la escala basada en la longitud de la coda de los sismos. Es también logarítmica y se designa, usualmente por  $M_c$ ; es una escala muy estable, pues los valores obtenidos dependen menos que  $M_L$  de factores como el azimut entre fuente y receptor, distancia y geología del lugar, que causa gran dispersión en los valores de ésta.

Para cuantificar los sismos lejanos se utilizan comúnmente dos escalas: la magnitud de ondas de cuerpo  $M_b$  y la magnitud de ondas superficiales  $M_s$  o  $M$ . En varias partes del mundo se utilizan diferentes definiciones de estas magnitudes; casi todas ellas están basadas en el logaritmo de la amplitud del desplazamiento del terreno (la amplitud leída en el sismograma se divide entre la amplificación del sismógrafo para la frecuencia predominante de la onda correspondiente) corregida por factores que dependen de la distancia (a veces también de la región epicentral) y de la profundidad hipocentral, así como del período de las ondas observadas.

La magnitud de Richter presenta dos problemas graves: un sismo grande satura los sismógrafos cercanos a él (es decir, produce ondas mayores de las que los aparatos pueden registrar, resultando en registros que parecen truncados), de manera que no podemos saber cuanto vale el desplazamiento máximo. Es común que los sismógrafos no saturados se hallen fuera del rango de los 600 km para el cual es válida la definición de  $M_L$ .

Otro problema es que, como vimos antes, la ruptura asociada con un sismo grande dura bastante tiempo y radia energía durante todo este tiempo; por lo tanto, como esta definición de magnitud se refiere sólo a una característica momentánea del sismograma, leída además en un instrumento de período corto, resulta que no puede distinguir entre un sismo que genera un pulso de una amplitud determinada y otro que produzca varios pulsos de la

misma amplitud. Este efecto es conocido como saturación de la magnitud, y hace que la magnitud de Richter sea confiable sólo para sismos menores del grado 7.

La selección de la escala de magnitud más adecuada depende de la magnitud del sismo y de la distancia a la cual se encuentren las estaciones sismológicas.

A partir de la magnitud es posible estimar la energía liberada por un sismo, para lo cual se han propuesto varias fórmulas con las que es posible calcularla. Gutenberg y Richter proponen la siguiente relación:

$$\log E = 11.4 + 1.5 (M) \quad (3. 3)$$

donde E es la energía (en ergios) y M la magnitud.

Un sismo de magnitud 3 liberaría una energía igual a  $7.9 \times 10^{15}$  ergios, uno de magnitud 4,  $2.5 \times 10^{17}$  ergios. Si comparamos ambas energías vemos que para igualar la energía de un temblor de magnitud 4 necesitaríamos aproximadamente unos 32 de magnitud 3. Y si quisiéramos alcanzar la energía provocada por un terremoto de magnitud 8 ( $E = 2.5 \times 10^{23}$  ergios) se necesitarían alrededor de 32 millones de temblores de magnitud 3. De aquí podemos ver que la ocurrencia de sismos pequeños no sirve como válvula de escape para la energía de deformación que dará lugar a sismos grandes.

### 3. 4.- TECTONICA DE PLACAS.

A continuación veremos cómo y dónde se originan y producen los grandes esfuerzos que deforman las rocas terrestres y causan los sismos, la formación de montañas, de fosas marinas, etc. Para ello se necesita saber un poco sobre la forma en que está constituida la Tierra y cuáles son los procesos que ocurren

en su interior, tema que ya se trató en el capítulo 1, subtema 1.3.

Por otro lado, la actividad sísmica no está distribuida uniformemente en la superficie de la Tierra; como podemos ver en la Fig. 3. 8 que muestra la sismicidad global, los sismos se encuentran concentrados a lo largo de líneas o bandas, donde ocurren a profundidades que van desde la superficie, en algunos lados, hasta 700 km, en otros.

Si moviéramos Africa y Sudamérica de manera que coincidieran con la línea indicada por la sismicidad en el Atlántico Sur, sus costas coincidirían casi perfectamente. Este ajuste de las costas ocurre también en otros lugares de la Tierra. Los estudios hechos en estas costas revelan continuidad de formaciones geológicas y parentesco de especies animales y vegetales de un continente a otro.

Estas características pueden ser explicadas mediante la teoría de la tectónica de placas, que veremos a continuación, en forma muy breve, y desde el punto de vista de la sismología.

En 1910, el meteorólogo Austriaco Alfred Wegener propuso la teoría de la "Deriva Continental" según la cual los actuales continentes habían formado, en épocas pasadas, un solo continente llamado Pangea. Esta teoría no fue aceptada pues no explicaba cómo podían "navegar" los continentes a través del fondo oceánico. Sin embargo, quedaban por explicar varias incógnitas que apoyaban la continuidad en otras épocas de varios continentes que hoy se hallan separados entre sí.

No fue sino hasta los años 60 que se propuso una teoría que explicaba razonablemente todas las observaciones. Esta dice que los 100 km más superficiales de la Tierra, que comprende la corteza (continental y oceánica) y parte del manto superior, forman

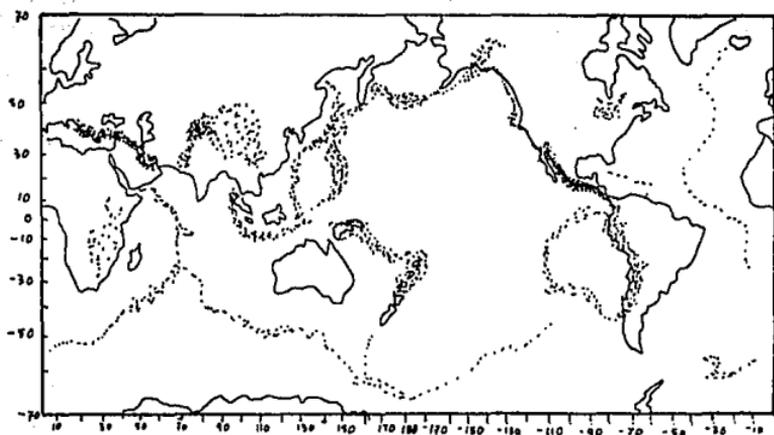


Figura 3. 8.- Distribución global de epicentros.

la litosfera, dividida en placas que se mueven como los trozos rígid<sup>o</sup>s de un cascarón esférico, unos con respecto a otros. Este movimiento relativo es la causa principal de la formación de montañas, valles, cadenas volcánicas, etc., y es un proceso conocido como tectonismo.

Las figuras 3. 9 y 3. 10 muestran las placas más importantes, y las flechas indican sus movimientos relativos, que pueden ser divergentes, convergentes o transcurrentes. Las velocidades y - las direcciones de interacción entre las placas cambian, en general, de punto a punto; cada placa se mueve como si girara alrededor de un punto de la Tierra. A continuación estudiaremos los siguientes movimientos: las dorsales oceánicas, las fosas, las fallas transformadas, los puntos triples y las velocidades entre - placas y momento sísmico, con el objetivo de ver sus consecuencias desde los puntos de vista sísmico y tectónico.

### 3. 4. 1.- Las dorsales oceánicas.

El movimiento relativo entre dos placas es divergente cuando las placas se alejan una de otra. Este movimiento produce un hueco en el espacio entre las placas, por el cual puede ascender material caliente (magma) del manto que se solidifica y forma una nueva corteza de tipo oceánico.

Generalmente no se observan grandes sismos asociados con dichas formaciones activas, y la sismicidad tiende a ser en enjambres y poco profunda, posiblemente porque allí la corteza está - demasiado caliente como para soportar grandes esfuerzos, y la - temperatura aumenta rápidamente con la profundidad, sin embargo estas formaciones están muy bien definidas por su sismicidad, - que es generalmente de mecanismo de falla normal.

La separación de las placas (movimiento divergente) origina - grandes fracturas que se les conoce con el nombre de rift. El -

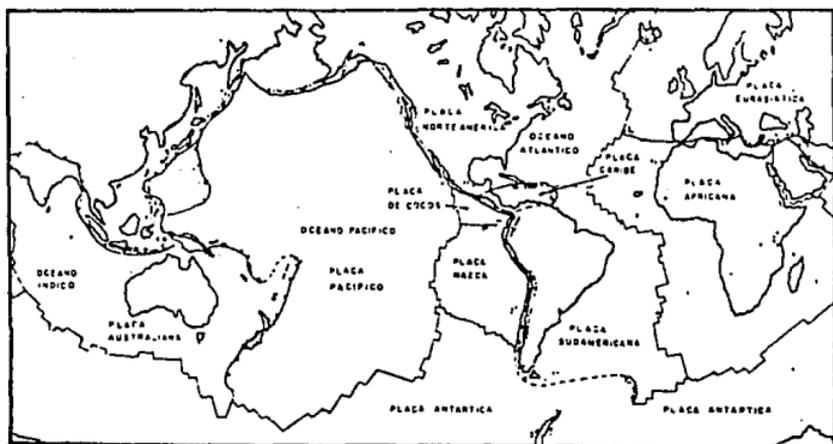


Figura 3. 9.- Distribución geográfica de las principales placas.

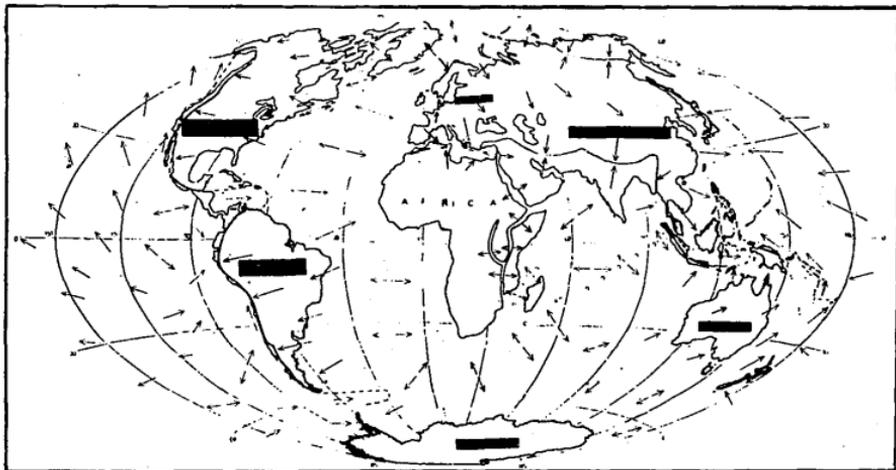


Figura 3. 10.- Movimiento de las placas tectónicas.

magma que asciende, como ya dijimos, forma una cordillera submarina compuesta por una cresta de dispersión.

### 3. 4. 2.- Las fosas.

Como la Tierra no está creciendo, el hecho de que se este creando una nueva corteza implica que la corteza antigua debe estar siendo destruída de alguna manera. La corteza antigua está siendo continuamente consumida en las llamadas fosas o trincheras oceánicas, donde el fondo del mar se introduce bajo un continente (fig. 3. 11) o bajo otra placa oceánica, regresando al manto. Este proceso conocido muy poco, es llamado con el nombre de subducción.

Es en las fosas marinas donde pueden observarse las mayores profundidades; la fosa más profunda del mundo es la de las Filipinas, que alcanzan los 11. 52 km de profundidad, y tiene una longitud de 1 200 km.

Existe generalmente una gran cantidad de sismos a lo largo de la zona donde ocurre la subducción. La zona definida por esos sismos es llamada zona de Benioff. En algunos lugares, como por ejemplo Japón y Tonga-Fiji-Kermadec, la zona de Benioff alcanza profundidades de hasta 600 y 700 km, respectivamente.

Todo el rededor del Océano Pacífico está formado por zonas de subducción de placas oceánicas bajo placas continentales. Por esta razón se explica el llamado "cinturón de fuego", cadena de volcanes y zonas de alta sismicidad que bordean a dicho océano. En este cinturón se genera el 90 % de la energía sísmica del planeta. En muchas partes del mundo, donde existen fosas, encontramos cadenas volcánicas paralelas a ellas, causadas por el ascenso de material fundido proveniente de la capa subducida.

### 3. 4. 3.- Las fallas transformadas.

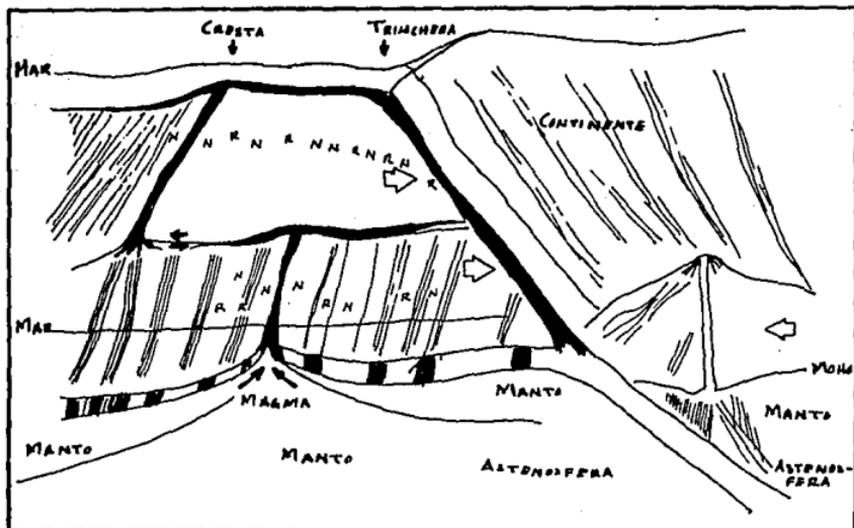


Figura 3. 11.- Creación de la corteza oceánica en las -  
 crestas y subducción en la trinchera.

Cuando el movimiento relativo entre dos placas es tal que se mueven en la misma dirección pero con sentidos diferentes, el contacto entre ellas se produce a lo largo de fallas transcurrentes. Dos ejemplos de fallas (o, más bien, sistemas de fallas) - transcurrentes muy extensas son la falla de San Andrés, en California, EUA, y la Alpina, en Nueva Zelanda.

Una falla transcurrente que une zonas de subducción o dispersión se llama falla transformada. Este tipo de fallas se ilustra en la Fig. 3. 12.

#### 3. 4. 4.- Puntos triples.

Existen lugares donde están en contacto tres - placas, estos lugares son llamados puntos triples. Estos puntos tienden a desplazarse lentamente a lo largo de la frontera entre las placas, cambiando la forma de interacción entre ellas.

#### 3. 4. 5.- Velocidades entre placas y momento sísmico.

Como se vió en el subtema de representación puntual (3. 2. 4.),  $M_0$  depende del área de ruptura de un terremoto, e la rigidez del terreno y del corrimiento en la falla. Por lo tanto, si conocemos  $M_0$  y el área, podemos calcular el corrimiento de un terremoto; el que ocurre durante un tiempo dado entre - os placas separadas por una frontera sísmica, y la velocidad relativa entre ellas, debe ser, si despreciamos las posibles deformaciones plásticas de las rocas, aproximadamente igual a la suma e los corrimientos asociados con cada uno de los terremotos ocurridos en la frontera, conocidos como corrimiento sísmico. No todo el corrimiento entre placas genera necesariamente sismos; en algunos lugares se ha observado, y en varios otros se ha inferido, la ocurrencia de un corrimiento asísmico; la razón de corrimiento sísmico a corrimiento total es del orden de 0.32 a 0.56 para México, aunque en algunas áreas llega a ser del orden de 1.0.

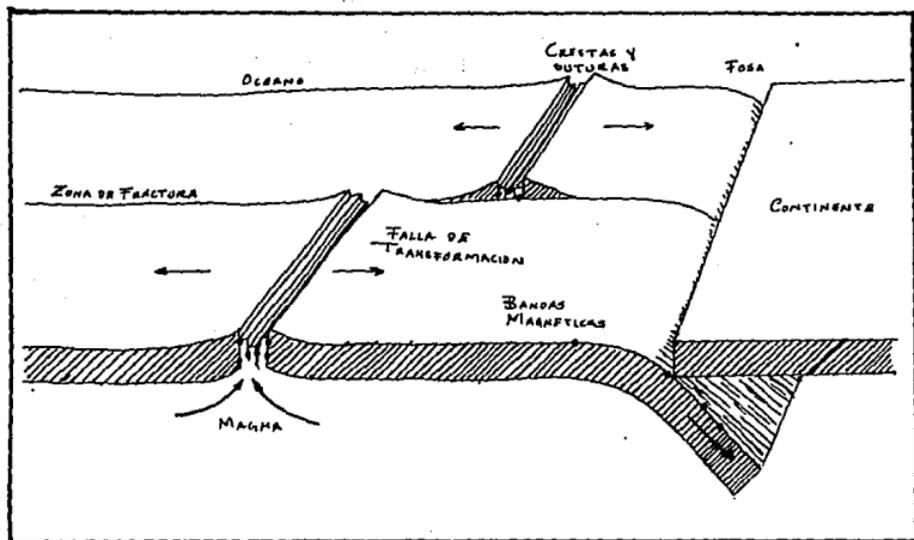


Figura 3. 12.- Falla transformada.

Por lo tanto, la velocidad de corrimiento entre placas, determinada del corrimiento sísmico, es un límite inferior para la velocidad verdadera.

### 3. 5.- SISMICIDAD DE LA REPUBLICA MEXICANA.

#### 3. 5. 1.- Placas tectónicas en la vecindad del territorio mexicano.

México, incluyendo su mar territorial, está repartido entre cuatro placas (Fig. 3. 13): dos grandes, la de Norteamérica, que va desde México hasta el Ártico, y la del Pacífico, que, además de parte de México, incluye parte de EUA y casi todo el Pacífico del norte; una mediana, la placa de Cocos, que ocupa parte del Océano Pacífico, frente a las costas de México y Centroamérica, y se extiende al sureste hasta Costa Rica; y la pequeña placa de Rivera, que se encuentra en la boca del Golfo de California.

En México, las crestas activas pertenecen a la Dorsal del Pacífico Oriental, o son continuación de ella. Esta dorsal es una cordillera submarina enorme, formada por crestas de dispersión, que separa las placas del Pacífico y la de Cocos y Nazca (subducida ésta última bajo América del Sur), su continuación hacia el norte se da a lo largo de una serie de puntos de dispersión asociados con la separación de la península de Baja California del Continente, comenzada hace unos cuatro millones de años, en la boca del Golfo, a razón de 3 cm/año en promedio.

En nuestro país existe una fosa oceánica que se extiende desde la boca del Golfo de California hasta el extremo sur de nuestro territorio, en Chiapas, a lo largo de la costa del Pacífico, y se continúa por Centro y Suramérica hasta la Tierra del Fuego. Esta fosa es llamada "Trinchera mesoamericana".

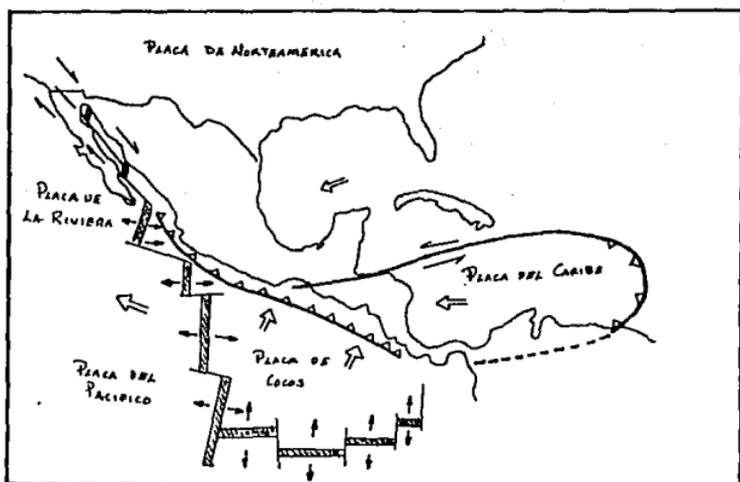


Figura 3. 13.- Placas tectónicas en la vecindad del territorio mexicano.

En la boca del Golfo, la placa de Rivera (Fig. 3. 14) es subducida bajo la de Norteamérica con un echado (ángulo de inclinación o buzamiento) de unos  $9^{\circ}$ , la velocidad de subducción vá de 1.2 (al noroeste) a 2.3 cm/año (al sureste).

Desde Colima hasta Panamá, la placa subducida es la de Cocos (Fig. 3. 15), su velocidad de subducción bajo la placa de Norteamérica va de 5 cm/año, cerca de los límites de Jalisco, hasta - 8.3 cm/año, cerca de la frontera con Guatemala. El echado cambia a lo largo de la trinchera; es de unos  $9^{\circ}$  en Michoacán, tiene - unos  $12^{\circ}$  cerca de Acapulco, y alcanza unos  $14^{\circ}$  bajo Oaxaca. Más al sureste, en el área de Tehuantepec, la placa tiene un echado de unos  $44^{\circ}$ .

A lo largo de toda la fosa o trinchera, la actividad sísmica es más bien somera en México, alcanzando sólo profundidades máximas de menos de 300 km. La mayor parte de los sismos destructivos que ocurren en México se producen en esta trinchera. Apparently los mayores ocurren en las zonas donde es menor el - echado de la placa subducida (y ésta es más joven); esto podría explicarse, tentativamente, indicando que los esfuerzos compresivos entre las placas, que son un factor en las fuerzas de fricción (del acoplamiento) entre ellas, son menores si la placa subducida es tirada hacia abajo por su peso, tendiendo a separarse por ello, de la placa subducente.

Otras causas de los sismos que afectan a la República Mexicana son: los desplazamientos relativos entre las placas de Norteamérica y del Caribe, a lo largo de la falla del gran Caimán, y - los movimientos que se producen en el Eje Volcánico y las fallas de Clarión y Zacamboxo (Fig. 3. 16).

En México encontramos puntos triples en los extremos de la - trinchera; al noroeste, los asociados con la placa de Rivera: Rivera-Pacífico-Norteamérica, Rivera-Pacífico-Cocos y Rivera-Nor--



Figura 3. 14.- Placa de Rivera y boca del Golfo de California.

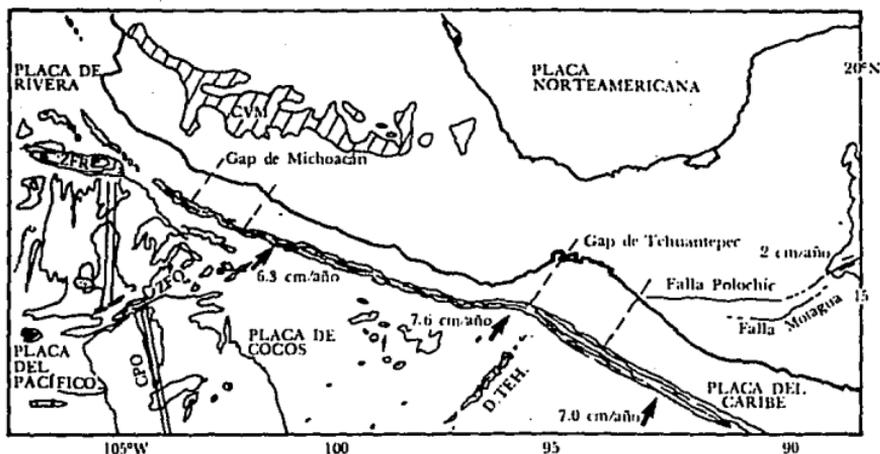


Figura 3. 15.- Subducción de la placa de Cocos.

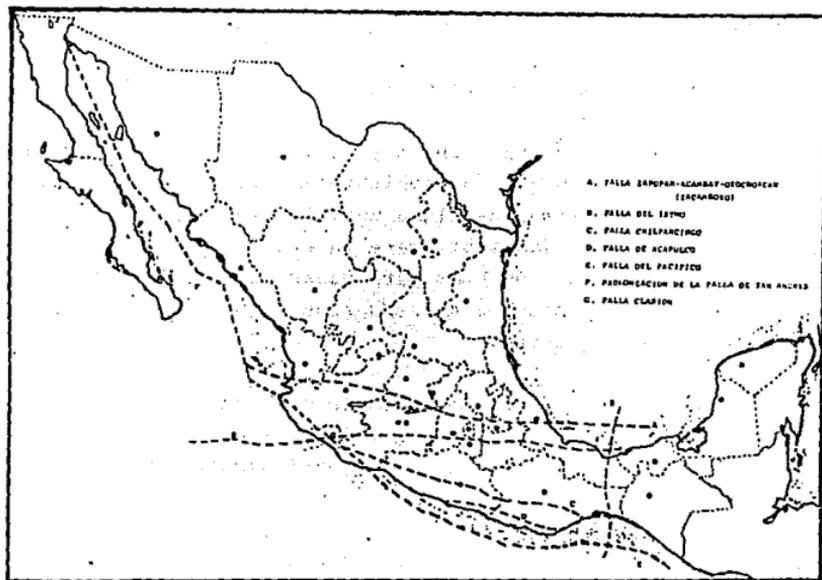


Figura 3. 16.- Accidentes tectónicos en el territorio mexicano.

teamérica-Cocos; al sureste: Norteamérica-Cocos-Caribe. Aparentemente los sismos que ocurren cerca de los puntos triples son, generalmente más complejos que los generados lejos de ellos.

### 3. 5. 2.- Zonificación de la República Mexicana.

Determinar en un país o una región las zonas de alto riesgo sísmico según las condiciones locales que afectarían a una construcción tipo, se llama zonificación. Dicha zonificación es de gran utilidad tanto para la elaboración y aplicación de normas de construcción como para tener una visión del grado de fracturamiento y estados de esfuerzos a los que está sometida la roca, en algunos casos.

La zonificación se realiza a través de estudios geológicos - (cercanía a fallas activas, peligro sísmico en ellas, efectos de la estructura local del suelo, etc.), estadísticos y probabilísticos.

En base a estos estudios se ha definido la zonificación de nuestro país (Fig. 3. 17), constituyéndola en cuatro zonas:

- A) Zona asísmica, Noroeste del país (Monterrey, Tuxpan, San Luis Potosí, Durango, Chihuahua, Cd. Juárez) y la Península de Yucatán.
- B) Zona penisísmica, Península de Baja California, Pacífico - Norte (Hermosillo, Culiacán, Tepic), Altiplano y el Sur - del Golfo (Veracruz); en ésta también se encuentra la zona metropolitana de la Ciudad de México, sin embargo las características del subsuelo la hacen tener un alto riesgo sísmico y constituirse en una zona especial.
- C) Zona sísmica, Sierra Madre del Sur (Cd. Guzmán, Iguala, Oaxaca, Tuxtla Gutiérrez) y el Valle de Mexicali.

D) Zona hipersísmica, Costera del Pacífico Sur (Acapulco, - Puerto Vallarta, Manzanillo, Lázaro Cárdenas, Salina Cruz, Tapachula).

Fig. 3. 17.- Zonificación de la República Mexicana.



### 3. 5. 3.- Regiones tectónicas y estado actuales de esfuerzo en México.

Como ya se mencionó anteriormente, México está ubicado en la porción sur de la Placa Norteamericana, en el límite entre ésta y las placas del Pacífico, de Cocos y del Caribe. Tal situación tectónica provoca que nuestro país esté sometido a diferentes estados de esfuerzo en diferentes regiones. Las evidencias geológicas que apoyan lo anterior son, por ejemplo, la actividad volcánica y sísmica, así como también la presencia de estructuras geológicas recientes, de las cuales las más evidentes son fallas normales y de transcurrencia. Bajo estos aspectos se puede dividir al país de la siguiente manera en regiones tectónicas con diferentes estados de esfuerzo:

TENSION:	Península de Baja California y Costa Noroeste.
	Planicie Costera del Golfo de México.
COMPRESION:	Costa Sur de México, desde Puerto Vallarta hasta el Istmo de Tehuantepec.
CIZALLEO (CORTE):	Eje Neovolcánico. Sierra de Chiapas.
MOVIMIENTOS VER TICALES:	Mesas del Centro y del Norte. Península de Yucatán.

La extensión y las características tectónicas de estas regiones deben ser consideradas muy seriamente en la construcción de grandes obras de ingeniería civil, puesto que el ignorarlas puede tener efectos contraproducentes.

### 3. 6.- INSTRUMENTACION SISMICA.

#### 3. 6. 1.- Instrumentos de medición.

Los instrumentos para medición de sismos tienen una gran importancia para el diseño y construcción de obras civiles, ya que proporcionan los datos indispensables para el estudio del comportamiento dinámico de suelos y estructuras.

La necesidad de estudiar el movimiento que produce un sismo, ha hecho que el hombre diseñe diversos artefactos. Los primeros que se inventaron fueron los sismoscopios, estos instrumentos no daban la historia completa durante el sismo, sino simplemente la dirección del primer impulso y revelaban sólo los temblores intensos, sin que sus registros llenaran la necesidad científica. Por esta razón trataremos sólo de los instrumentos de precisión que hoy poseen casi todos los países para el estudio de los temblores de tierra.

El progreso tecnológico ha permitido construir aparatos denominados sismógrafos, los cuales tienen la capacidad de captar permanentemente registros continuos de movimientos del terreno. Sus gráficas o registros se llaman sismogramas.

Se utilizan dos clases de sismógrafos, según que se trate de movimientos horizontales o verticales del suelo, y ambos en combinación para el análisis completo del fenómeno; además, existen dos sistemas en el procedimiento para el registro, que son los de registro mecánico, en los cuales la inscripción se hace por medio de un estilete de punta muy fina sobre el papel ahumado, y los instrumentos de registro óptico exentos del frotamiento ocasionado por la punta sobre el papel, aprovechando el desplazamiento de un rayo luminoso que impresiona una banda de papel fotográfico muy sensible.

Los diversos sismógrafos que se construyen, varían en su sensibilidad, pero los registros de los temblores de tierra que ellos proporcionan, son idénticos, porque el estudio instrumental que de estos fenómenos se hace, está basado en el análisis de las ondas por medio de las cuales se propagan.

Las leyes matemáticas que rigen el movimiento de los sismógrafos, fueron establecidos en 1898 por el geofísico Emil Wiechert, lo que permitió el perfeccionamiento de estos instrumentos y la posibilidad de investigar características mecánicas en los registros sismográficos. El mismo Wiechert, en 1900, desarrolló el péndulo invertido de registro mecánico (Fig. 3. 18), que permitió inscribir las dos componentes horizontales, según las direcciones rectangulares Norte-Sur y Este-Oeste, por medio de una masa que reposa en una especie de punta, como se sostiene en equilibrio un trompo al girar y de dos sistemas de palancas que tienen su punto de apoyo en esta masa.

El sismógrafo de torsión, mucho más pequeño que el de Wiechert fue perfeccionado por Wood y Anderson en 1922. Utiliza registro fotográfico y cabe en una plataforma de aproximadamente 30 cm de largo. Paralelamente, en la Unión Soviética, Nikiforov desarrolló un instrumento de torsión similar al de Wood y Anderson.

El primer sismógrafo electrónico efectivo, fue desarrollado por el físico ruso Boris Galitzin en 1906. Este tipo de instrumento hace que el movimiento de un péndulo genere una pequeña variación de corriente eléctrica, la cual al pasar a través de un galvanómetro sensitivo puede ser registrada fotográficamente.

Los sismógrafos actuales están diseñados para registrar el movimiento, ocurrido durante un sismo, en una o tres direcciones. Son aparatos muy sensibles que captan y amplifican hasta 100,000 veces las vibraciones del terreno; debido a esto, están destinados a captar sismos de pequeña magnitud (microsismos) y movimien

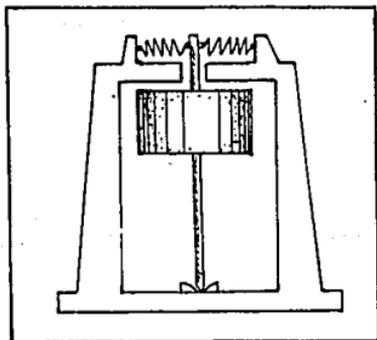


Figura 3. 18.- Péndulo invertido.

tos originados a gran distancia del lugar donde se ubica la estación.

Estos instrumentos operan las 24 horas del día y pueden transmitir datos por telemetría a un centro de registro.

Su registro se utiliza para estudiar las características y mecanismos de generación de los temblores, estimar la distancia entre la estación y el epicentro, calcular la profundidad a la que se generó el sismo y determinar su tamaño (intensidad o magnitud)

Los instrumentos que se emplean para registrar movimientos fuertes son los acelerógrafos. Estos tienen la característica de ser más sensibles a los cambios de aceleración que a los cambios de desplazamiento del suelo durante los movimientos sísmicos. Su amplificación es del rango de 1 a 20, lo que les permite captar completo un sismo fuerte. Son capaces de registrar aceleraciones del suelo, superiores a las de la gravedad.

Los acelerógrafos no registran continuamente, cuentan con un dispositivo especial de arranque que los acciona cuando las ondas del sismo alcanzan cierta intensidad.

### 3. 6. 2.- Instrumentación sísmica de México.

La medición de los temblores por medio de instrumentos en nuestro país, se inicia en 1910, cuando el gobierno de México establece una Red Sismológica (Servicio Sismológico Nacional) dependiente del Instituto Geológico Nacional, cuyo proyecto inicial contemplaba la instalación de 60 sismógrafos, de los cuales únicamente se instalaron 10 estaciones. Inicialmente, la red estuvo constituida por la Estación Central de Tacubaya y las ubicadas en Oaxaca, Mazatlán y Mérida. El sismógrafo que se instaló en Tacubaya era del tipo Wiechert y tenía un peso de 17 toneladas.

Los primeros acelerógrafos fueron instalados en nuestro país después del sismo de 1957, que produjo muchos daños en la Ciudad de México.

A finales de la década de los 70's comenzó a funcionar en el Instituto de Investigación de Matemática Aplicadas (IIMAS) de la UNAM, el proyecto Red Sísmica Mexicana de Apertura Continental - (RESMAC), con el objeto de capturar información sísmica telemétrica en forma digital en una computadora central. Actualmente, las estaciones de RESMAC están a cargo del Instituto de Geofísica.

También en la década de los 70's, el Instituto de Ingeniería creó el Sistema de Información Sismotelemétrica de México (SIS--MEX) con el propósito de obtener datos de la sismicidad de la Cuenca del Valle de México.

Algunas personas e instituciones privadas han instalado aparatos para el registro de sismos en la Ciudad de México. De estas instalaciones, las mejor atendidas y cuyos datos han sido publicados, son las que existen en el edificio de la Latinoamericana, que consta de un acelerógrafo en el sótano, deformómetros en la planta baja y en los pisos 25 y 39; además, un sismógrafo mecánico de dos componentes horizontales y baja amplificación en el piso 4.

Realmente, el registro de agitación microsísmica, temblores locales y macrosismos causantes de efectos importantes en la Cuenca del Valle de México, han estado a cargo principalmente de los Institutos de Geofísica e Ingeniería de la UNAM.

La estación UNAM de registro electromagnético, a cargo del Instituto de Geofísica, operó, en forma intermitente, de junio de 1967 a octubre de 1970 en Ciudad Universitaria.

La estación Tacubaya, también a cargo del Instituto desde 1910, trabaja con sismógrafos de registro mecánico e inscripción en papel ahumado. Son tres aparatos de componentes horizontales y un sismógrafo vertical. De estos instrumentos, el Wiechert de 17 toneladas, ya mencionado anteriormente, es el que ha aportado la mayor información de la Cuenca.

A partir de 1961, el Instituto de Ingeniería ha instalado y mantenido acelerógrafos y sismoscopios para el registro de movimientos fuertes en la República, teniendo a su cargo también el análisis de las gráficas, y el procesamiento y publicación de los datos respectivos.

En lo que se refiere a la Cuenca del Valle de México, originalmente el Instituto instaló acelerógrafos en la Alameda Central y campos de la Ciudad Universitaria. A la fecha operan ocho acelerógrafos y tres sismoscopios en diferentes instalaciones y suelos en el Distrito Federal.

Los sismos del 19 y 20 de septiembre de 1985, provocaron un auge aún mayor en la instalación de instrumentos para registro de movimientos fuertes, de los cuales no nos ocuparemos demasiado ya que no es el propósito de este trabajo de Tesis; sólo diremos que la Red Acelerográfica de la Ciudad de México en la actualidad cuenta con más de cien aparatos, los cuales están bajo la supervisión del Centro de Instrumentación y Registro Sísmico (CIRES) perteneciente a la Fundación Barros Sierra, la Fundación ICA, el Centro Nacional de Prevención de Desastres y el Instituto de Ingeniería de la UNAM ya antes mencionado. Además del incremento de acelerógrafos en la Ciudad de México, el Instituto de Ingeniería ha puesto en operación una Red de Atenuación (Fig. 3. 19) con el fin de estudiar el comportamiento que siguen las ondas sísmicas hasta llegar a esta ciudad.

Además, la constante actividad sísmica en las costas del Esta

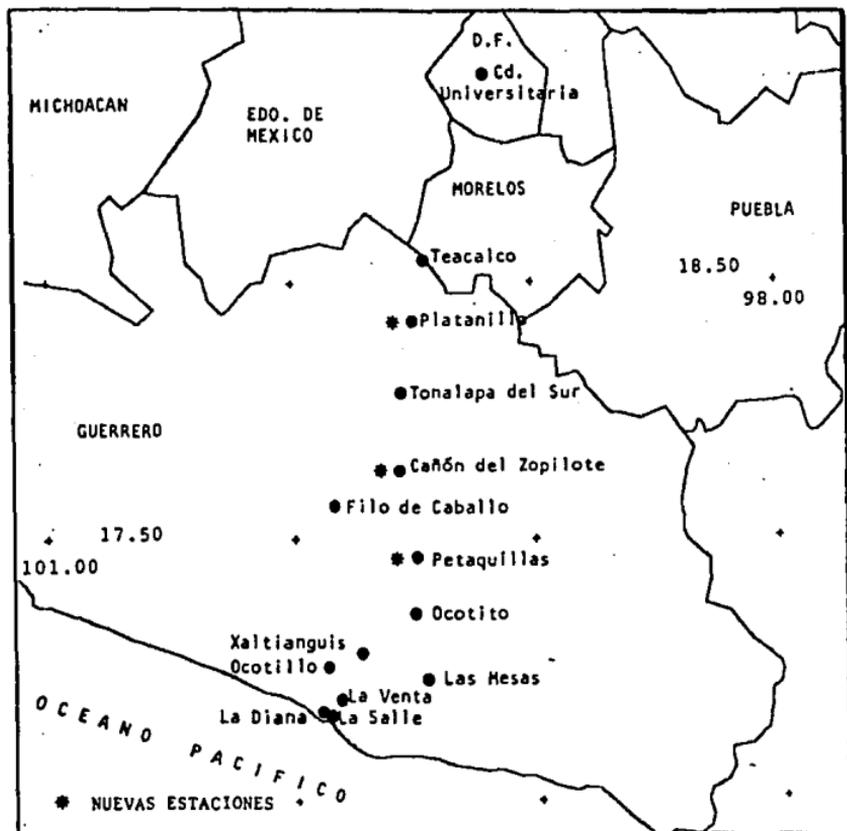


Figura 3. 19.- Localización de estaciones de la Red de Atenuación Acapulco-Cd. de México.

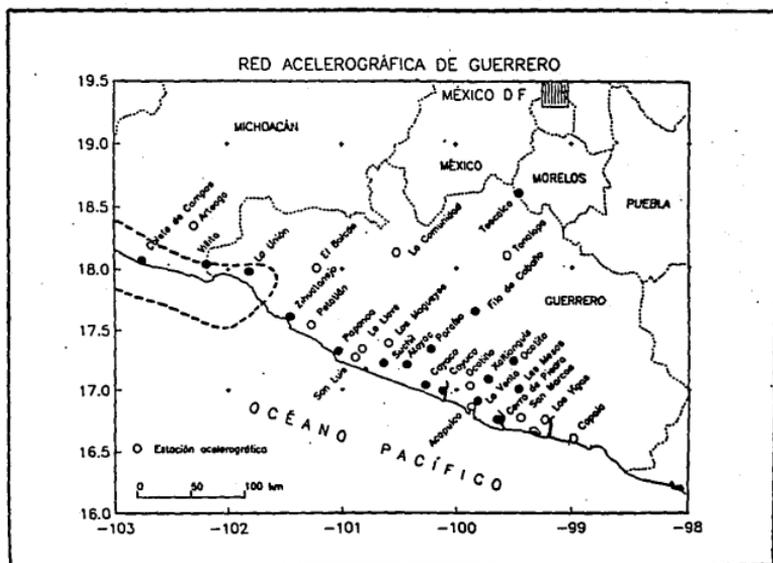


Figura 3. 20.- Red Acelerográfica de Guerrero.

do de Guerrero, determinó la instalación de la Red Acelerográfica de Guerrero, la cual comenzó a operar en 1983 y para 1985 ya contaba con 20 estaciones. En la actualidad esta red consta de - 30 acelerógrafos.

### 3. 6. 3.- Sismogramas.

El sismograma es la representación gráfica, más o menos exacta, del movimiento del suelo en el sitio en que se encuentra instalado el sismógrafo. El trazo de un temblor de tierra presenta, en sus sinuosidades, una gran complejidad, y para un temblor determinado, no se encuentran, en general, en los registros de los instrumentos situados a una distancia igual del foco sísmico. Sin embargo, los registros de los temblores procedentes del mismo foco en una misma estación, si tienen un carácter semejante, debido a que los movimientos vibratorios atraviesan siempre un camino con la misma clase de rocas.

Los gráficos o sismogramas de los temblores de tierra presentan trazos diferentes y diferenciables los unos de los otros, en atención a sus períodos y amplitudes, lo cual permite agruparlos en fases. Así, en el sismograma de un temblor de origen lejano, se distinguen las siguientes etapas: 1<sup>a</sup>, pequeñas vibraciones de rápido período y débil amplitud. A éstas se les denominan, primera fase. 2<sup>a</sup>, vibraciones de período un poco más grande que el de las precedentes; se sobreponen a las ondas de período más largo que el suyo. La duración de esta segunda etapa o fase es un poco inferior a la de la primera. Las vibraciones de la primera y segunda fase constituyen los choques preliminares, la prefase o fase inicial. Estos son movimientos insensibles para el hombre, - por lo que entran en la clasificación de microsismos, de los que hablaremos más adelante. 3<sup>a</sup>, la fase principal se compone de - tres partes distintas: de ondas largas, de ondas lentas y de grupo de ondas lentas. Las ondas lentas, entre las cuales se procede el máximo de amplitud, tienen un período menos que las prece-

dentes, y corresponden al verdadero temblor de tierra. Las ondas largas tienen un período grande, pero una débil amplitud. Siguen los grupos de ondas lentas, separadas entre sí por intervalos de tiempo casi iguales y de duración también casi igual; la amplitud disminuye progresivamente en el mismo grupo, de su principio a su fin, y también de un grupo al siguiente. Esta descripción puede tener variantes y debe considerarse tan sólo para dar una idea del asunto; 4<sup>a</sup>, la coda del sismograma o fase final, cuya duración está en razón directa de la lejanía del foco del temblor y de su intensidad. Su duración puede llegar a ser de horas en instrumentos muy sensibles y poco amortiguados. Su término es difícil de notar. Esto demuestra que la masa terrestre, una vez en movimiento por el temblor, sólo vuelve al reposo bastante tiempo después del sacudimiento inicial. El análisis anterior del foco a la estación está comprendida entre los 5, 000 y los 10, 000 km.

En los registros de temblores cuyo foco se encuentra entre 1, 000 y los 5, 000 km, las primeras vibraciones son distintas y las segundas se sobreponen, frecuentemente, a las ondas largas. En los sismogramas de temblores poco lejanos, entre los 500 y los 1, 000 km, la distancia de las ondas largas y las segundas ondas, se hace muy difícil de clasificar, porque la llegada de estas ondas se verifica en tiempos casi iguales, dentro de esas distancias, y la segunda fase suele suponerse a las ondas largas.

En los registros de los temblores regionales o vecinos, que corresponden a una distancia de 500 km, los choques preliminares no tienen gran diferencia entre sí, y la cuarta fase se encuentra poco desarrollada.

Entre los sismogramas de sacudidas locales, cuyo foco se encuentra en las cercanías de la estación sismológica, las diversas ondas no tienen tiempo de separarse, y no se distinguen con exactitud sino la fase de mayor amplitud y período más rápido.

En este caso, la amplitud se presenta bruscamente.

La nomenclatura internacional, empleada en los catálogos de -  
temblores (Fig. 3. 21), es la siguiente:

P. Undae, primae, primeros movimientos de ondas longitudina--  
les.

S. Unda, secunda, segundos movimientos preliminares, ondas -  
transversales.

L. Undae longas, ondas lentas, porción principal, grandes on-  
das entre las cuales se encuentran las:

M. Undae máximae, movimiento máximo en la porción princi--  
pal, verdaderas máximas que cuando son varias se desig-  
nan con índices como  $M_1$  y  $M_2$ .

C. Codae, cola, que indica los máximos secundarios, después -  
terminada la porción principal, y que también se suelen -  
presentar en grupos que se designan con índices.

F. Finis, fin, indica el final claramente perceptible del mo-  
vimiento de la tierra.

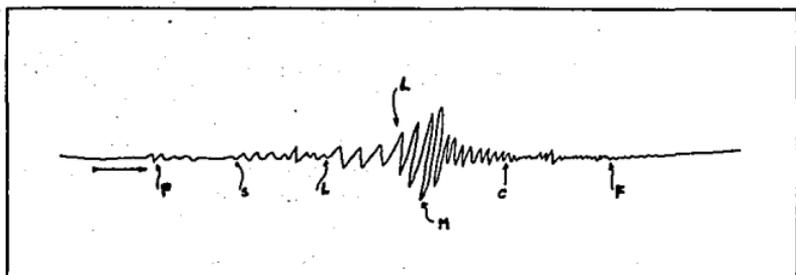


Figura 3. 21.- Nomenclatura internacional empleada para la interpretación de un sismograma.

### 3. 7.- MICROSISMOS.

#### 3. 7. 1.- Definición.

Los microsismos son pequeños movimientos de ondas elásticas en la corteza terrestre, causadas por distintas fuentes naturales y artificiales como el viento, los ríos, las olas marinas, diferencias de presiones atmosféricas, el tránsito intenso, maquinaria en funcionamiento y detonaciones provocadas por el hombre.

Dichos movimientos o sinuosidades están formadas por ondas regulares de escasa amplitud y de alto período relativo a ella, que suelen presentarse en los diagramas (sismogramas) durante varias horas y en ocasiones hasta uno, dos o tres días.

Los movimientos sísmicos que alcanzan una magnitud menor o igual a tres grados en la escala de Richter, son considerados microsismos.

#### 3. 7. 2.- Causas que dan origen a los microsismos.

##### 3. 7. 2. 1.- Causas naturales.

A dos causas principales se atribuye la presentación de las agitaciones microsísmicas de origen natural: 1º, al choque de las olas en litorales escarpados, y 2º, a las diferencias de presiones atmosféricas que pueden existir entre puntos de la Tierra situados en cierta zona que comprende la estación sismológica que los registra.

Desde cerca de los años 50's, dos teorías opuestas han dominado las discusiones: la teoría de la costa, la cual explica los microsismos originados por las olas que rompen en la playa ó costa escarpada, y la teoría ciclónica, describe el origen de los -

microsismos originados por los ciclones sobre aguas profundas.

El problema esencial es explicar cómo la energía se puede transmitir de la atmósfera a través del mar hacia el fondo del océano. Una teoría desarrollada por el oceanógrafo Británico Longuet-Higgins, en 1950, al parecer unifica la costa y los efectos del ciclón. Acorde con su teoría, los microsismos dependen de las variaciones de presión de la posición de las ondas del mar. La posición de las ondas marítimas subirán por interferencia entre dos trenes de onda los cuales propagarán en direcciones con trarias, por ejemplo, alrededor de una tormenta en el centro del mar o también por reflexión en una costa escarpada. Es sabido que en la propagación de las ondas del mar, las variaciones de presión sobre la posición de las ondas marinas se transmitirá sin disminuir hacia el fondo del mar; como sea, los problemas to davía son difíciles de resolver y hay quizás otras teorías.

La fig. 3. 22 muestra ejemplos de tipos de microsismos más co munes registrados en estaciones Suecas, y los cuales probablemen te tienen en general, bastante validez como ejemplos típicos en el mundo (todos los casos se mostraron en situaciones de tormenta cuando los microsismos eran largos).

a) Microsismos de corto período,  $T$  (período)  $< 2$  seg.

Estos microsismos ocurrieron en su mayoría cerca de distur bios, tales como vientos sobre mares adyacentes, tráfico, etc. - Ellos decrecieron significativamente con el incremento de la dis tancia de las costas cercanas a la estación de registro.

b)  $T \approx 6$  seg.

Estos son debidos a los efectos directos en las costas, y son más fuertes cuando el viento y las ondas marinas chocan casi perpendicularmente a lo largo de toda la costa.

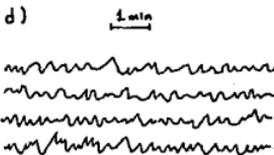
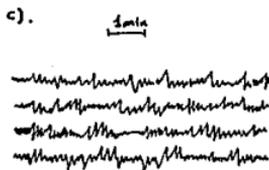
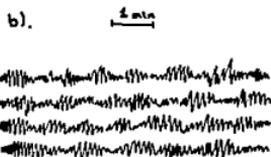
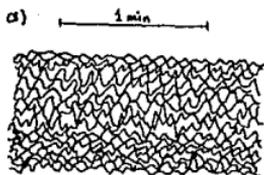


Figura 3. 22.- Registros de microsismos más comunes.

c)  $T = 9-10$  seg.

Estos microsismos existen cuando largas áreas de baja presión se sitúan a grandes distancias dentro del océano.

d)  $T = 17-20$  seg.

Estos son más raramente observados, y ocurren sólo un par de veces al año. Han sido atribuidos a los efectos costeros, debidos al oleaje del océano en el mismo período del microsismo.

Cualquier microsismo de tipo "a" es registrado por sismógrafos de corto período, los tipos "b", "c", y "d" son registrados por sismógrafos de período medio y período largo.

Los tipos de sismógrafos antiguos (Wiechter, Calitzin, etc.), tuvieron su máximo significado con el rango de microsismos de tipos "b" y "c".

En diferencia de los microsismos mencionados, los cuales tienen fuentes externas, existen otros que se derivan de fuentes internas igual que los temblores. Esta clase de microsismos es llamada "pequeña señal generada" y son los que se registran al principio y al final de un sismo de mayor magnitud.

Otro tipo de microsismos debidos a fuentes internas pueden ser observados en la cercana vecindad de actividad volcánica, debida al movimiento de la lava fundida.

### 3. 7. 2. 2.- Causas artificiales.

Como ya se mencionó antes, los microsismos así generados se deben al paso de un tráfico intenso en ciudades, maquinaria en funcionamiento y a las explosiones realizadas por el hombre con el fin de estudiar el comportamiento

to dinámico de suelos y estructuras. En Mecánica de Rocas se utilizan los microsismos, generados por explosiones (también los generados por vibraciones mecánicas), para la exploración del subsuelo, para determinar algunas propiedades mecánicas de las rocas y para simular los estados de esfuerzos a los que se somete la roca durante un sismo de mayor magnitud.

De las causas ya mencionadas, se tocará sólo lo correspondiente al estudio de las vibraciones ocasionadas por las explosiones (tanto las explosiones empleadas para realizar excavaciones o voladuras como las empleadas para el estudio del subsuelo), ya que son éstas las que más repercuten en el comportamiento de los macizos rocosos.

—Vibraciones microsísmicas ocasionadas por explosiones.—

I).- Naturaleza de las vibraciones.

Cuando se realiza una detonación de uno o más barrenos en una voladura, la energía liberada por la explosión genera lo siguiente (Fig. 3. 23):

. Pulveriza el material hasta una distancia igual de dos radios del barreno tomado desde el centro del mismo.

. Fractura la roca dentro de un radio de varios diámetros del barreno según el tipo de roca y la geología estructural del terreno (fallas, diaclasas, fracturas, etc.).

. Finalmente la energía generada ya no es suficiente para romper el material y el comportamiento elástico de la roca permite la transmisión de la energía que se manifiesta en forma de vibraciones.

Estas vibraciones generadas por las voladuras son ondas sísmi

cas que se transmiten a través del terreno radialmente a partir del punto de detonación. Las distintas ondas sísmicas se clasifican en dos grupos: ondas internas y ondas superficiales.

a).- Ondas internas (Fig. 3. 24).

1).- Ondas primarias o de compresión (P).

Estas ondas se propagan dentro de los materiales, produciendo alternativamente compresiones y dilataciones, y su velocidad es normalmente mayor a los 4 500 metros por segundo. Son las más rápidas y producen cambios de volumen, pero no de forma en el material a través del que se propagan. Las ondas de compresión pueden pasar a través de sólidos, líquidos o gases.

2).- Ondas transversales o de corte (S).

Son las ondas que dan lugar a un movimiento de las partículas (vibraciones) perpendicular a la dirección de las ondas de compresión, siendo su velocidad de propagación del orden de  $2/3$  de la velocidad de las ondas de compresión (aproximadamente 3000 metros por segundo).

Los materiales a causa de estas ondas experimentan cambios de forma, pero no de volumen. Estas ondas no pueden pasar a través de líquido o gases debido a que estos materiales no tienen resistencia al corte.

b).- Ondas superficiales.

Es el resultado cuando ondas de compresión y de corte insiden sobre interfases como la superficie de la Tierra.

1).- Ondas Rayleigh (R).

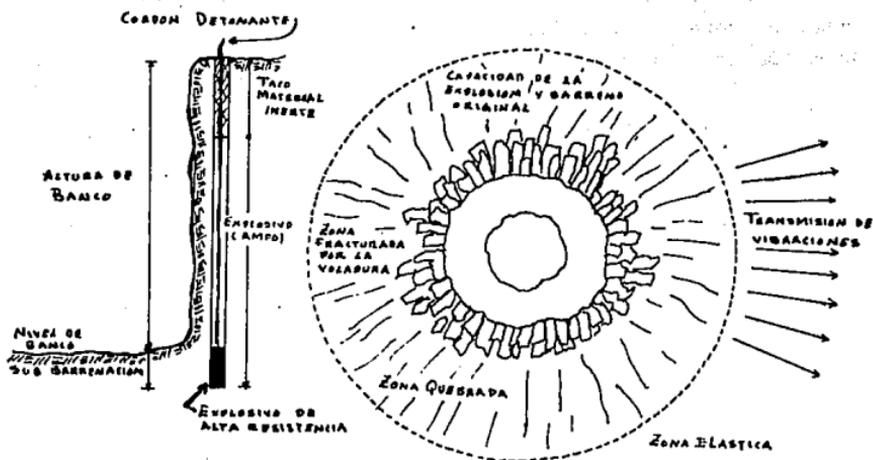


Figura 3. 23.- Acontecimientos después de la detonación de un explosivo dentro de un barrenado.

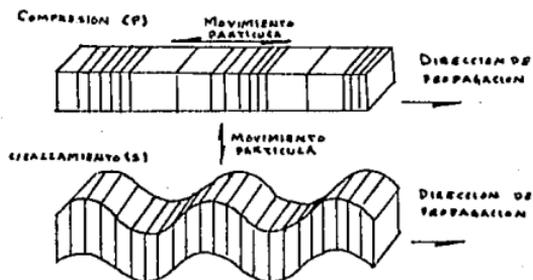


Figura 3. 24.- Ondas de compresión -P y cizallamiento -S.

Estas ondas imprimen a las partículas un movimiento según una trayectoria elíptica con un sentido contrario al de propagación de la onda.

## 2).- Ondas love (Q).

Estas ondas son más rápidas que las Rayleigh y dan lugar a un movimiento de partícula en dirección transversal a la de propagación.

## II).- Dirección de las ondas.

Las ondas generadas por una voladura (vibraciones) tienen una dirección en todo sentido, pero para interpretación se clasifican en tres sentidos, figura 3. 25.

- a).- Longitudinal.
- b).- Vertical.
- c).- Transversal.

## III).- Tipos de ondas.

Para la identificación de las mismas se clasifican en cuatro tipos, figura 3. 26.

- a).- Sinosidades.
- b).- Triangulares.
- c).- Irregulares.
- d).- Compuestas.

## IV).- Parámetros de las ondas.

Los parámetros básicos de análisis son:

- a).- Velocidad máxima de partícula: Es la velocidad a la cual el

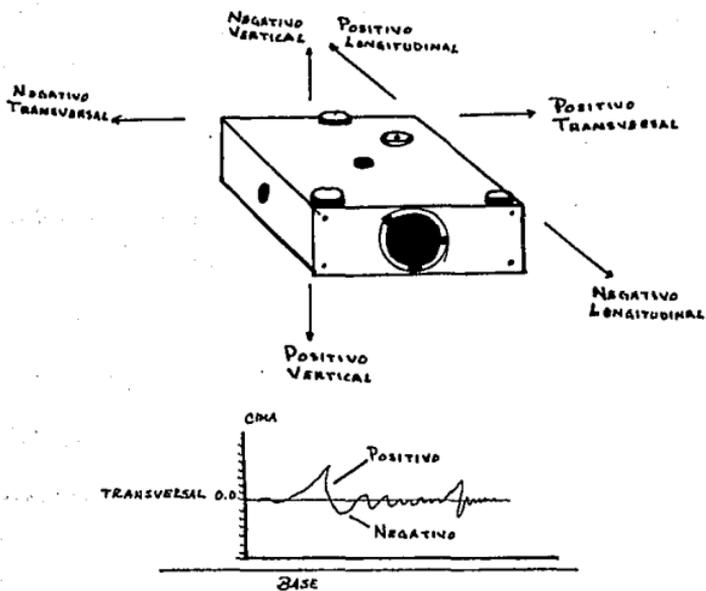
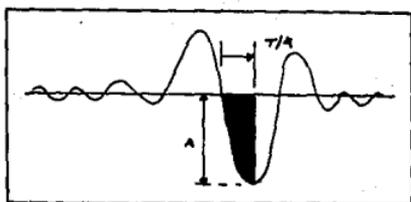
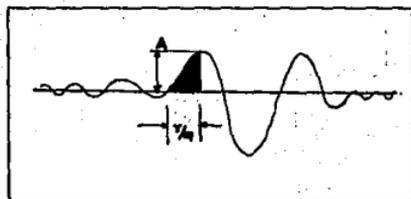


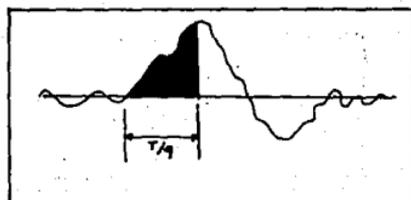
Figura 3. 25.- Orientación convencional de geófonos.



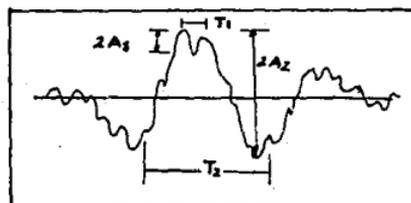
a) TRIANGULAR



b). SINUSOIDAL



c). IRREGULAR



d). COMPUESTA

Figura 3. 26.- Diferentes tipos de ondas.

suelo se mueve por la vibración producida y está dada en mm/seg. ó pulg/seg.

b).- Frecuencia: Es el número completo de oscilaciones o ciclos por segundo, y se expresa en Hz donde Hz = 1 ciclo/seg.

c).- Amplitud o desplazamiento: Es el desplazamiento máximo de un punto desde su posición del suelo y se expresa en mm o en pulg.

d).- Aceleración: Es el ritmo de cambio de velocidad de partícula expresada en mm/seg<sup>2</sup> ó pulg/seg<sup>2</sup>.

V).- Factores que afectan a las características de las rocas.

a).- Geología local y características de las rocas.

En las rocas homogéneas y masivas, las vibraciones se propagan en todas las direcciones pero en estructuras geológicas complejas, la propagación de la dirección de las ondas puede variar en su intensidad.

La presencia de suelos de recubrimiento sobre formaciones rocosas, afecta generalmente a la intensidad y frecuencia de las vibraciones. En los suelos las velocidades de propagación de las ondas y las frecuencias disminuyen, pero el desplazamiento aumenta conforme los espesores de recubrimiento son mayores.

De un estudio llevado a cabo por Stagg y Dowing (1980), se observa que las frecuencias de las vibraciones en minas de carbón son menores que las generadas en voladuras de otro tipo de minas, cantera y construcción, lo cual se justifica por la complejidad de las estructuras geológicas y la presencia de suelos de recubrimiento.

b).- Peso de la carga explosiva.

La magnitud de las vibraciones en un punto determinado varía según la carga explosiva detonada.

c).- Distancia de la voladura al punto de registro.

La distancia a las voladuras al igual que la carga explosiva, tiene una gran importancia sobre la magnitud de las vibraciones. Conforme la distancia aumenta, la intensidad de las vibraciones disminuye.

d).- Consumo específico de explosivo. (factor de carga) y Tiempos de retardo.

VI).- Registro y análisis de vibraciones.

a).- Mediciones en el campo.

Para realizar un estudio completo de vibraciones, es necesario disponer de un sismógrafo. Los sismógrafos que existen están diseñados para captar niveles de vibración muy bajos.

Los resultados que nos proporciona el sismógrafo son:

1.- Gráfica de las ondas de vibración.

2.- Velocidad de partícula en sus tres ondas (longitudinal, vertical y transversal) en pulg/seg y mm/seg.

3.- Suma vectorial de las tres ondas en pulg/seg y mm/seg.

b).- Análisis de las vibraciones.

De las gráficas emitidas por el sismógrafo, se analiza la -

de onda generada por las vibraciones en sus tres ondas (longitudinal, vertical y transversal) para calcular matemáticamente:

- 1.- Frecuencia en Hz.
- 2.- Desplazamiento máximo en mm ó pulg.
- 3.- Aceleración máxima en mm/seg<sup>2</sup> ó pulg/seg<sup>2</sup>.

VII).- Predicción de velocidad de partícula.

Habládo de voladuras, se considera que una medida - práctica de la intensidad de la vibración del suelo en un punto determinado es la velocidad máxima de la partícula en ese sitio, y es el descriptor más práctico para regular el potencial de daño para diferentes tipos de estructuras con características definidas.

Para definir en una primera aproximación los niveles de vibración, se emplea la ecuación general.

$$V = K ( R/m )^{-n} / W \quad (3. 4)$$

Donde:

- V = Velocidad máxima de partícula.
- K = Constante de transmisión del suelo.
- m y n = Constantes empíricas que dependen de la geología entre el sitio de explosión y el de recepción.
- R = Distancia entre el sitio de explosión y el de recepción. Medida en pies.
- W = Carga de explosivo por período de retardo, en libras.

VIII).- Criterios de daño de las vibraciones.

a).- Estructuras (edificios).

Los daños observados en estructuras por vibraciones de vola

duras, están condicionados por diversos factores (Fig. J. 27) como:

- 1.- Tipo y característica de las vibraciones, duración, frecuencia, energía transmitida, etc.
- 2.- Tipo del terreno sobre el que se asienta la estructura.
- 3.- Características vibratorias del conjunto estructural.

Los parámetros más importantes para controlar los daños de las vibraciones debidas a voladuras son la velocidad de partículas y frecuencia dominante de éstas.

b).- Estabilidad de taludes.

Como ya antes se mencionó, las vibraciones ocasionan un doble efecto en las rocas:

- 1.- Afectan a la integridad de las rocas.
- 2.- Pueden llegar a provocar caídas en taludes en obras superficiales y túneles.

El límite de daño en taludes de roca es de 23 pulg/seg ó 60 cm/seg de velocidad de partícula.

IX).- Medidas técnicas para reducir los niveles de vibración.

a).- Reducir la carga explosiva por período de retardo, utilizando un tiempo de retardo por barreno o más tiempos dentro de un sólo barreno.

- 1.- Reducir el diámetro del barreno.
- 2.- Reducir la altura del banco.

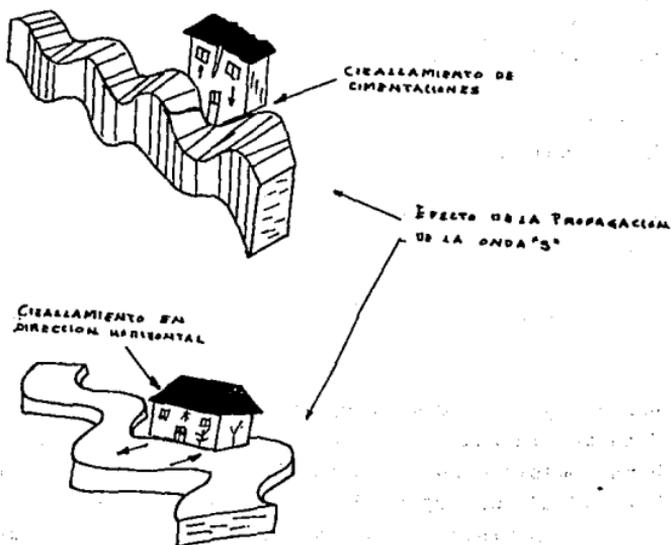
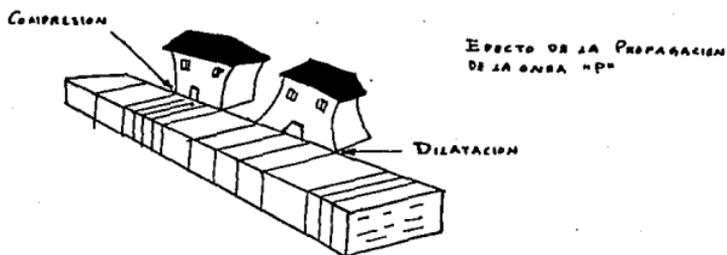


Figura 3. 27.- Efectos de las ondas P y S sobre las estructuras.

b).- Reducir bordo, espaciamiento y sub-barrenación para tener un mejor alivio de la cara libre del banco.

c).- Utilizar los tiempos de retardo adecuados a la velocidad de desplazamiento del material en cuestión.

d).- Utilizar el factor de carga adecuado, ya que una disminución de éste no es capaz de desplazar el material y ésta energía incrementa la vibración, o de lo contrario un consumo excesivo da lugar a una sobrecarga innecesaria.

e).- Utilizar la información geológica-estructural para diseñar el mejor sistema de iniciación y secuencia de retardos a la voladura, dándole el mejor alivio a las capas.

f).- No realizar voladuras cuando se tenga material suelto al frente del banco.

g).- No realizar voladuras de más de un segundo de duración para evitar daños por frecuencia.

### 3. 7. 3.- Agitación microsísmica en el Valle de México.

Las gráficas obtenida en el sismógrafo Wiech-ter de registro mecánico, masa 17 000 kg, período 1.5 seg., ampli-ficación máxima 2 000 veces, instalado en terreno firme en Tacu-baya, muestran que la agitación microsísmica es continua y notable, además su amplitud es notable en razón directa con el tránsito en la Ciudad de México, e influida por fenómenos metereoló-gicos, hasta el punto de apreciarse notablemente cuando los huracanes tocan las costas mexicanas del Pacífico o del Golfo; en este caso, desde el momento en que actúan sobre la Península de Yu-catán.

Agitación microsísmica normal.

Estación	Componente	Amplitud media	Período
Tacubaya	Horizontal	0.38 mm	3.9 seg
	Vertical	0.32 mm	3.7 seg

Agitación local que varía con la actividad urbana.

Horas	2 h	6 h	10 h	14 h	18 h	22 h
Amplitud en mm	0.41	0.74	0.90	1.7	0.84	0.67
Período en seg	0.42	0.42	0.42	0.42	0.42	0.42

La agitación microsísmica limitó considerablemente los valores de amplificación con que es posible operar los sismógrafos - electromagnéticos de inscripción en papel fotográfico de la estación UNAM del sistema "Vela", instalada en un local subterráneo que fue construido ex profeso a 22 m de profundidad, perforando roca volcánica en terrenos de Ciudad Universitaria, Distrito Federal.

Esta agitación microsísmica es todavía más amplia en las zonas bajas de la Capital, donde predominan terrenos blandos, que en los sitios de operación de las estaciones sismográficas de Tacubaya y Ciudad Universitaria. Por lo tanto, no es raro que en los lugares indicados de gran estabilidad cortical, todo se mantenga en excitación constante, y que, en consecuencia, la energía sísmica encuentre menor atenuación al propagarse.

## CAPITULO 4

### EFFECTOS DE LA MICROSISMICIDAD EN EL COMPORTAMIENTO DE LAS ROCAS

En este último capítulo se estudiará la relación que existe entre la microsismicidad y la Mecánica de rocas, objetivo principal de éste trabajo de tesis.

Se enfocará la atención a estudiar los daños que las ondas - microsísmicas, tanto naturales como artificiales, pueden ocasionar en el comportamiento de los macizos rocosos.

A la vez, se estudiará también el uso que la Mecánica de rocas hace de los microsismos, principalmente de los artificiales, para poder determinar algunas propiedades importantes de las rocas.

#### 4. 1.- EFECTOS EN LA RESISTENCIA AL ESFUERZO CORTANTE.

Uno de los principales efectos de los microsismos (naturales o artificiales) sobre los mantos rocosos es la disminución de la resistencia al esfuerzo cortante de éstos debido al agrietamiento y fisuración que se produce en la roca al paso de las diferentes ondas vibratorias.

Como ya se sabe, la característica principal de un macizo rocoso es su discontinuidad (diaclasas, planos de estratificación, grietas, fisuras, etc.), de ahí que se haga necesario estudiar la resistencia al esfuerzo cortante de dichas discontinuidades con el fin de poder evaluar los posibles deslizamientos de las paredes rocosas en las zonas de fisuración.

##### 4. 1. 1.- Discontinuidades estructurales en un macizo rocoso.

La configuración y características superficiales de una discontinuidad dependerán de la forma en que se haya originado dicha discontinuidad. Una posterior intemperización tiende a agrandar la abertura y transformar el material superficial. Al describir una discontinuidad es posible distinguir entre las características planas y las lineales. Steffen y Klingman han recomendado que un estudio general de las diaclasas debe comprender las siguientes observaciones sobre las características superficiales:

- a) Dirección
- b) Buzamiento

- c) Continuidad
- d) Espesor y naturaleza del material de relleno
- e) Separación entre las diaclasas

Se requiere esta información si se proyecta una excavación en roca o si se quiere calcular la resistencia de un macizo rocoso al colocarle una carga. La forma y localización de la superficie crítica de deslizamiento vendrá fuertemente influenciada por la orientación de las discontinuidades y la resistencia al corte a lo largo de las mismas.

La rigidez de un macizo rocoso es particularmente sensible a la continuidad y separación de las diaclasas, reflejando su anisotropía todas las características antes enumeradas.

La presencia de materiales de relleno puede determinar la resistencia al corte a lo largo de una superficie de discontinuidad, por lo que se hace muy necesario prestar especial atención a la identificación de aquél.

Frecuentemente las formaciones lineales, como estrías, slickensides y ondas, que existen en una diaclasa suelen estar orientadas en direcciones diferentes al buzamiento de la diaclasa. Tanto las propiedades mecánicas como las hidráulicas de la discontinuidad dependen de estas características. Esto afecta principalmente a la resistencia al corte según la discontinuidad. La disposición de las formaciones lineales requiere por tanto una atención especial y particular, debiendo obtenerse alguna medida de la rugosidad de la superficie.

Observaciones de campo han demostrado que algunas características geológicas, como las zonas milonitizadas, las fallas y las vetas de material milonitizado, se han formado por desplazamientos tangenciales. Las irregularidades superficiales de la fractura o fracturas se han reducido en cierta extensión por efecto de los continuos desplazamientos. Cuanto mayor ha sido el desplazamiento inicial, más regular ha quedado la superficie y por tanto, menor será la resistencia al corte. Otros tipos de discontinuidades geológicas se han formado por roturas de tracción. En tales casos, la superficie de rotura puede ser bastante irregular ya que no se han producido desplazamientos tangenciales desde la formación de la fractura.

4. 1. 2.- Resistencia de las fisuras rocosas al esfuerzo cortante.

Enseguida se analizará la resistencia al esfuerzo cortante en las superficies planas de las fisuras rocosas, la dilatación de las fisuras, la resistencia al esfuerzo cortante en una fisura de paredes rugosas y en una fisura con relleno y, por último, la dispersión de los valores locales de la resistencia al esfuerzo cortante en una fisura de gran extensión.

4. 1. 2. 1.- Resistencia al esfuerzo cortante en las superficies planas de las fisuras rocosas.

Dicha resistencia se define por dos factores esenciales, los cuales son:

- 1) La resistencia de fricción durante el desplazamiento mutuo de dos superficies planas.
- 2) La resistencia al desplazamiento como resultado de la presencia de asperezas de diferentes formas en las superficies de desplazamiento.

El proceso de desplazamiento se deberá al deslizamiento entre las asperezas de las superficies de contacto, o se acompañará de su ruptura según la geometría de las asperezas de las dos superficies que se desplazan, la magnitud de las fuerzas normales y la resistencia de la roca.

En primer lugar, es necesario aclarar lo que se entiende por superficie plana. Se considera que no existen superficies absolutamente planas y que, de existir, no tendría sentido hablar de ellas respecto a la superficie de fisuras rocosas.

Por superficies planas del contacto rocoso se entenderán las superficies sin macroasperezas, cuyo desplazamiento mutuo ocurre bajo una fuerza constante en movimiento (una carga normal invariable), es decir, bajo una fuerza independiente de la magnitud del desplazamiento mutuo.

A este respecto, cabe observar que la rugosidad característica de la superficie plana de cada roca puede definirse claramente, pues con esta rugosidad se desplazará bajo una fuerza constante en movimiento. Si la superficie se vuelve más rugosa, las asperezas superfluas se reducirán durante el desplazamiento, lo cual provocará la disminución de la fuerza requerida para ini---

ciar el movimiento hasta que alcance una magnitud constante. Si se pule esa misma superficie, adquirirá "su" rugosidad característica en el proceso de desplazamiento, y la fuerza en movimiento, que inicialmente era reducida, aumentará hasta alcanzar un valor constante.

Los experimentos de J. Coulson confirmaron en forma convincente este hecho. Dicho investigador estudió diez rocas de aspecto diferente, incluyendo el basalto, el granito, la caliza, la arenisca, el gneis y la dolomita. Se examinaron las muestras de cada roca con superficie de diferente rugosidad, desde las pulidas hasta las trabajadas por una arenadora (fig. 4. 1.). A pesar de que la rugosidad y el coeficiente de fricción iniciales eran distintos, los coeficientes de fricción obtenidos para todas las muestras de una roca dada tuvieron una diferencia de no más de 0.05. Por consiguiente, la resistencia al esfuerzo cortante en superficies planas de fisuras rocosas o la llamada resistencia residual al esfuerzo cortante en una fisura pueden expresarse mediante la siguiente igualdad:

$$|\tau| = \mu \sigma \quad (4. 1)$$

donde:  $\mu$  .- es el coeficiente de fricción para la roca considerada, y

$\sigma$  .- es el esfuerzo normal en la superficie de la fisura.

La saturación del contacto no influye prácticamente en el coeficiente de fricción, siempre que, desde luego, la roca misma no se ablande en presencia de agua ni cambien sus características -

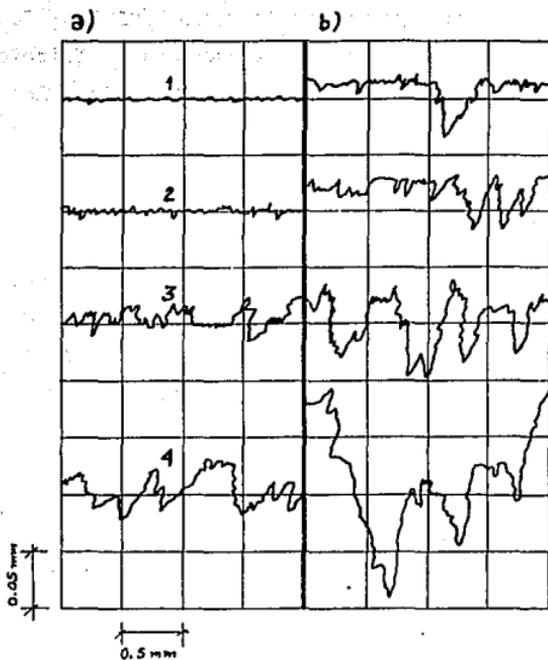


Fig. 4. 1.- Rugosidad de las superficies tratadas de basalto (a) y de caliza (b). 1, pulida; 2, alisada; 3, nivelada; 4, tratada por una arenadora.

físicas al saturarse.

En algunos casos, junto con la característica "coeficiente de fricción" se utiliza la noción de "ángulo de fricción de la roca", que se define mediante el coeficiente de fricción de la siguiente manera:

$$\phi = \text{arc tan } \mu \quad (4. 2)$$

Los coeficientes de fricción de diferentes tipos de rocas varían entre límites estrechos, generalmente entre 0.5 y 0.9. Los valores mínimos del coeficiente de fricción corresponden a rocas con alto contenido de mica (por ejemplo: el esquisto o la filita) o a las que poseen muchos minerales arcillosos.

Las rocas ricas en cuarzo y feldespato (arenisca, granito, etc.) tienen un ángulo de fricción,  $\phi$ , de aproximadamente  $30^{\circ}$ ; la arenisca, de  $25-40^{\circ}$ ; las rocas carbonatadas (caliza, dolomita, mármol, etc.), de  $32-36^{\circ}$  (en promedio  $35^{\circ}$ ); las rocas con importante contenido de mica, de  $14-26^{\circ}$ ; el gneis, de  $18-30^{\circ}$ ; las rocas compuestas esencialmente por minerales arcillosos, de  $4-14^{\circ}$ ; la mayoría de los suelos naturales compuestos de arcilla, limo y arena, de  $12-30^{\circ}$ .

#### 4. 1. 2. 2.- Dilatación de las fisuras.

Cualquier falla de material se acompaña de una dilatación volumétrica. La dilatación de las fisuras rugosas es una propiedad muy importante de las rocas que hay que tomar en cuenta cuando se calculan la estabilidad de los

macizos rocosos y los sistemas de estabilización por tirantes de anclaje. En este caso destaca el hecho de que la fisura, restringida en cuanto a sus posibilidades de abertura y con el consiguiente aumento en ella de los esfuerzos normales, resiste más a las fuerzas en movimiento que la fisura sometida a un esfuerzo normal constante. Cabe observar que la dilatación se manifiesta en forma más evidente en las fisuras cerradas. Las fisuras abiertas o suficientemente descubiertas, con relleno poroso blando o sin él, pueden manifestar una tendencia al cierre cuando hay corte.

Los principales factores que definen la dilatación de la fisura son la rugosidad y la trabazón de las dos superficies de la fisura; a su vez están regidos por la presencia y magnitud de los desplazamientos y corrimientos en las fisuras en el pasado.

Designese la pendiente inicial de las asperezas en la superficie plana de la fisura como  $i_0$ . En presencia de una fuerza normal  $\sigma$ , algunos escalones en la superficie de la fisura se destruyen más fácilmente cuando la resistencia del material de esos escalones es menor. En definitiva, la dilatación de la fisura se determinará por una pendiente  $i$ , función de la rugosidad inicial de la fisura  $i_0$ , del esfuerzo normal y de la resistencia del material de la pared de la fisura  $R_{T.C.}$ .

El análisis de los resultados (por desgracia, escasos) de los valores de la pendiente  $i$  durante el desplazamiento a lo largo de la fisura permite proponer, bajo diversas magnitudes del esfuerzo normal, la siguiente función para definir esta pendiente cuando hay corte:

$$i = i_0 \left( 1 - \frac{\sigma}{R_{T.C}} \right)^m \quad (4.3)$$

donde:

- i pendiente durante el desplazamiento a lo largo de la fisura,
- $i_0$  pendiente inicial de las asperezas (rugosidad inicial) en el sentido del corte,
- $\sigma$  esfuerzo normal de compresión en la superficie plana de la fisura,
- $R_{T.C}$  resistencia del material de la pared de la fisura a la compresión simple, y
- m índice del grado de friabilidad de la roca, que resulta bastante exacto si se escoge igual a 10.

#### 4. 1. 2. 3.- Resistencia al esfuerzo cortante en una fisura de paredes rugosas.

Para definir la resistencia al esfuerzo cortante en las fisuras rocosas de paredes rugosas, o sea, en las fisuras con "trabazón", se utiliza generalmente la ecuación tradicional de Coulomb, propuesta por él en 1773 para describir la resistencia de los suelos homogéneos que se desplazan en superficies planas, y traspuesta de la clásica Mecánica de suelos a la Mecánica de rocas. Dicha ecuación es:

$$\tau = c + \mu \sigma \quad (4.4)$$

Además, en la medida en que los parámetros  $c$  y  $\mu$  (en un caso dado) no tienen sentido físico de adhesión y fricción, se les dota de otro sentido y se consideran, con frecuencia, como pará-

metros matemáticos de la ecuación de la resistencia, que se aproximan a la curva de la resistencia en un intervalo definido de esfuerzos normales.

Para evidenciar la dependencia funcional entre la resistencia al esfuerzo cortante y otros parámetros definidos, es preciso tomar en cuenta todas las particularidades esenciales del desplazamiento en la fisura rocosa y en primer lugar su dilatación.

Al analizar la dilatación de la zona de falla en suelos arenosos y granulares, Newland y Allely propusieron la siguiente función para describir la resistencia máxima al esfuerzo cortante:

$$[\tau] = \sigma \tan(i + \phi) \quad (4.5)$$

donde:

- i representa el ángulo promedio de dilatación de la partícula en desplazamiento con respecto a la dirección de la fuerza aplicada que se desplaza, y
- $\phi$  el ángulo de fricción de deslizamiento entre las partículas.

Se entiende que tal función solo puede ser exacta con la siguiente relación:  $i < 90^\circ - \phi$ .

En 1976 algunos autores propusieron la misma función para describir la resistencia al esfuerzo cortante en la superficie rugosa de la roca bajo esfuerzos normales bajos. Otros autores lograron una función análoga, con base en un análisis energético del proceso de la falla por corte. Resulta evidente que bajo esfuer-

zos normales importantes ocurrirá alguna falla de las asperezas elementales y su ángulo variará (ec. 4. 3).

De ese modo puede suponerse que en la fisura rugosa sometida a corte, la resistencia al esfuerzo cortante se definirá por la ecuación 4. 5., donde  $i$  es el ángulo entre la dirección del desplazamiento de la parte superior del macizo y la dirección de la fisura.

Al utilizar la función obtenida, ángulo de dilatación de las asperezas de la fisura rocosa/esfuerzo normal aplicado (ec. 4. - 3), se puede escribir la ecuación de la resistencia al esfuerzo cortante en la superficie rugosa de la fisura rocosa, como sigue:

$$\left[ \frac{\tau}{\sigma} \right] = \sigma f_{an} \left[ i_0 \left( 1 - \frac{\sigma}{R_{T.C.}} \right)^m + \sigma' \right] \quad (4. 6)$$

Como ya se había mencionado antes, por pendiente inicial de las asperezas de la fisura,  $i_0$ , se entiende la pendiente promedio de las asperezas en el sentido del corte al inicio de la prueba, o sea, considerando toda la prehistoria de las cargas y desplazamientos en la fisura dada.

El parámetro  $R_{T.C.}$  puede ser algunas veces menor que la resistencia de la roca sana que compone el macizo, esto es debido a que la pared de la fisura es sometida a erosión y distorsión durante el proceso de corrimientos y desplazamientos previos. Para evaluar dicho parámetro, es necesario obtener las muestras en la inmediata vecindad de la superficie de la fisura o definir la dureza de su superficie de uno u otro modo, estableciendo previamente la correlación entre la dureza y la resistencia al aplastamiento.

Si se tienen los datos de la resistencia al esfuerzo cortante para dos valores ( $\sigma_1$  y  $\sigma_2$ ) del esfuerzo normal,  $\sigma_1$ ,  $[\tau]_1$  y  $\sigma_2$ ,  $[\tau]_2$ , se pueden definir los parámetros  $i_0$  y  $R_{T.C}$  por un cálculo invertido:

$$R_{T.C} = \frac{\sigma_2 - \sigma_1 \sqrt{\frac{[\tau]_2}{[\tau]_1}}}{1 - \sqrt{\frac{[\tau]_2}{[\tau]_1}}} \quad (4.7)$$

$$i_0 = \frac{i}{(1 - \frac{\sigma}{R_{T.C}})^{i_0}} \quad (4.8)$$

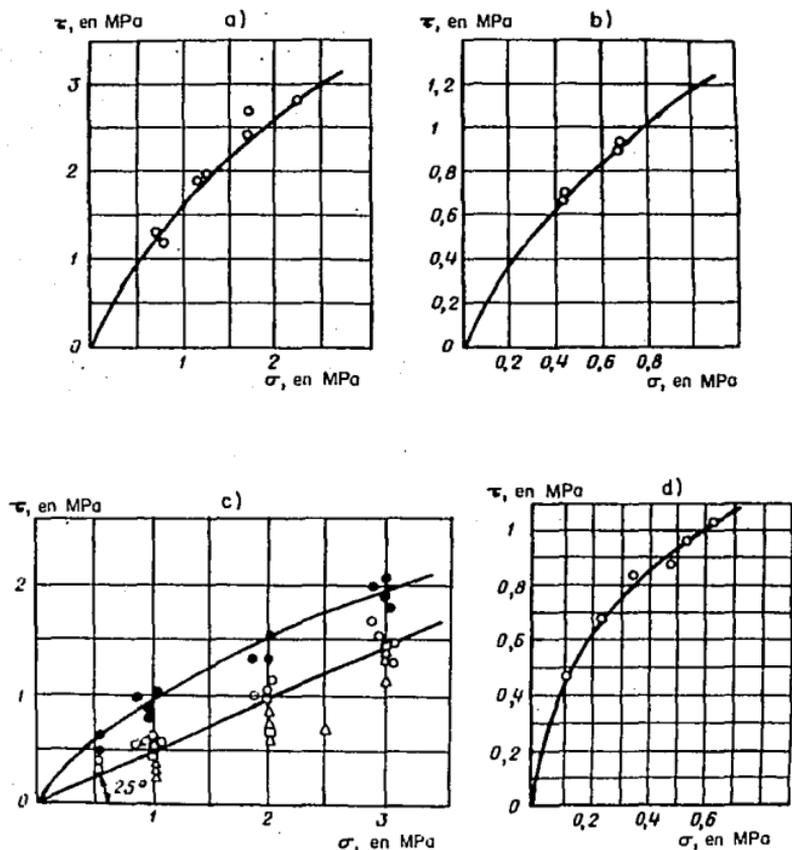
donde: 
$$i = \arctan \frac{[\tau]}{\sigma} - \phi \quad (4.9)$$

De ese modo, el conocimiento de los parámetros geométricos ( $i_0$ ) y de resistencia ( $\phi$ ,  $R_{T.C}$ ) del contacto rocoso y de la fisura permite obtener la característica de la resistencia al esfuerzo cortante en la siguiente forma:

$$[\tau] = \sigma \tan \left[ i_0 \left( 1 - \frac{\sigma}{R_{T.C}} \right)^{i_0} + \phi \right] \quad (4.10)$$

pero en caso de desconocer uno o dos parámetros iniciales, para construir esa función es preciso disponer de los resultados de uno o dos valores experimentales  $[\tau] = f(\sigma)$ .

En la fig. 4. 2. se presentan los resultados de las investigaciones de campo sobre la resistencia al esfuerzo cortante de diferentes rocas. En las figs. 4. 2. a y b se muestran los resulta



dos de las investigaciones acerca de las diabasas de la central hidroeléctrica de Bratsk y los granitos de la de Krasnoiarstk, - descritos por las siguientes ecuaciones:

$$[\tau] = \sigma \tan [21.5^\circ (1 - \sigma/\sigma_{20})^{10} + 45^\circ] \quad (4. 11)$$

$$[\tau] = \sigma \tan [25^\circ (1 - \sigma/\sigma_9)^{10} + 42^\circ] \quad (4. 12)$$

En la fig. 4. 2. c se presentan los resultados de las investigaciones de la resistencia al esfuerzo cortante, efectuadas en una fisura de las calizas de la cimentación de la presa de Vouglans, Francia, que pueden escribirse con bastante exactitud mediante la siguiente ecuación:

$$[\tau] = \sigma \tan [32^\circ (1 - \sigma/\sigma_{21})^{10} + 25^\circ] \quad (4. 13)$$

En la fig. 4. 2. d se presentan los resultados de las investigaciones de campo sobre la resistencia al esfuerzo cortante del basalto en la compuerta de la presa Ilia Solteira (Brasil), por medio de modelos de 2 x 2 m de superficie. La curva experimental  $[\tau] = f(\sigma)$  en la fig. 4. 2. d, se describe mediante la ec.:

$$[\tau] = \sigma \tan [39^\circ (1 - \sigma/\sigma_{7.5})^{10} + 42.5^\circ] \quad (4. 14)$$

Es preciso hacer notar que con el aumento de los esfuerzos normales hasta valores iguales al 30 - 40 % de la resistencia al aplastamiento de los escalones en los bordes de la fisura rocosa, la influencia del ángulo  $i$ , tal como se deduce de las ecs. 4. 3 y 4. 10, disminuye notablemente y la curva de la resistencia  $[\tau] = f(\sigma)$  adquiere el aspecto mostrado en la fig. 4. 3., de

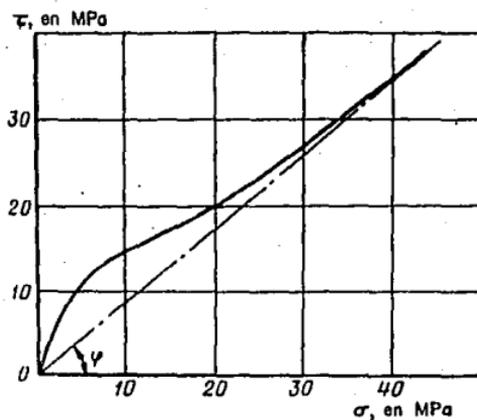


Fig. 4. 3.- Función  $[\tau] = \gamma(\sigma)$  en un amplio intervalo de variación del esfuerzo normal.

acuerdo con los resultados de una serie de investigaciones experimentales. Es necesario tomar en cuenta esas circunstancias - cuando se analiza la resistencia al esfuerzo cortante en una fisura rocosa sometida a una erosión importante o a desplazamientos grandes, y también cuando existen esfuerzos que comprimen mucho la fisura o el contacto considerado.

4. 1. 2. 4.- Resistencia al esfuerzo cortante - en una fisura con relleno.

La presencia de tal o cual relleno en una fisura puede tener una influencia considerable en su resistencia al esfuerzo cortante. Los principales factores definidos son la presencia y el número de contactos duros, determinados por la rugosidad de los bordes de la fisura, la dureza del relleno, así como por los parámetros de resistencia al esfuerzo cortante del material del relleno.

En el caso de un relleno cohesivo, de cohesión  $c$ , la ecuación de la resistencia al esfuerzo cortante en la fisura puede escribirse como:

$$[\tau] = c + \sigma \tan \left[ i_0 \left( 1 - \frac{\sigma}{R_{r.c}} \right)^{j_0} + \phi \right] \quad (4. 15)$$

Todos los parámetros que entran en esta ecuación tienen el mismo valor conceptual que tenían en ausencia de relleno; sin embargo, las magnitudes de algunos de ellos pueden variar mucho. Por lo tanto, es preciso definir  $i_0$  para una superficie potencial de falla que pasa en parte por los escalones rocosos y en parte en medio del relleno.

A pesar de que la pendiente real de los escalones en los bordes de la fisura no varió al abrirse ésta y ser rellena con un material blando, la reducción del número de contactos duros originó la disminución del valor promedio del ángulo  $i_0$ . Pero, si es blando el relleno y se eliminan los escalones duros de la tracción, el ángulo  $i_0$  se vuelve casi igual a cero. En ese caso, el corte ocurrirá en un relleno blando y la ec. 4. 15 adquirirá el aspecto de la clásica ecuación de Coulomb para los suelos blandos.

El ángulo  $\phi$ , que caracteriza la resistencia friccionante en superficies planas de una fisura rocosa, con un relleno principalmente arcilloso, debe escogerse igual al ángulo de fricción interna del relleno. La presencia aún insignificante de una cubierta arcillosa entre los escalones rocosos reduce considerablemente la resistencia friccionante. La cohesión del relleno no influye mucho en la resistencia de la fisura rocosa al esfuerzo cortante, pero en presencia de contactos rocosos esa influencia se vuelve mínima. Su papel aumenta en las últimas fases del corte, cuando ocurre el deslizamiento de los contactos duros y el desplazamiento en el material del relleno.

4. 1. 2. 5.- Dispersión de los valores locales de la resistencia al esfuerzo cortante en una fisura de gran extensión.

La dispersión de los valores localmente definidos de la resistencia al esfuerzo cortante se asocia, en una fisura de gran extensión, con la existencia de una rugosidad

dad variable de la fisura a lo largo de su extensión (fig. 4. 4). Por tanto, se entiende que los ingenieros quieran llevar a cabo investigaciones acerca de la resistencia al esfuerzo cortante en superficies con fisuras de la mayor extensión posible.

El elevado costo de las pruebas de campo, la complejidad técnica, así como la frecuente dificultad de realizarlas en grandes superficies son las principales razones por las que se busca pasar de la investigación de pequeñas áreas al pronóstico de la resistencia en grandes superficies de fisuras.

La ecuación analítica que relaciona la resistencia al esfuerzo cortante con los parámetros geométricos y de resistencia de la fisura permite evaluar la resistencia al esfuerzo cortante en una fisura de cualquier extensión.

Tómese como ejemplo la resistencia al esfuerzo cortante en tres escalas representadas en la fig. 4. 4. mediante los bloques 1, 2 y 3.

El bloque 1 es un pequeño modelo de fisura, equivalente a una prueba de corte directo, que permite evaluar la resistencia al esfuerzo cortante en la superficie plana de la fisura. La resistencia al esfuerzo cortante puede definirse por medio de la ecuación 4. 1, que es la siguiente:

$$[\tau] = \sigma \mu = \sigma \tan \phi$$

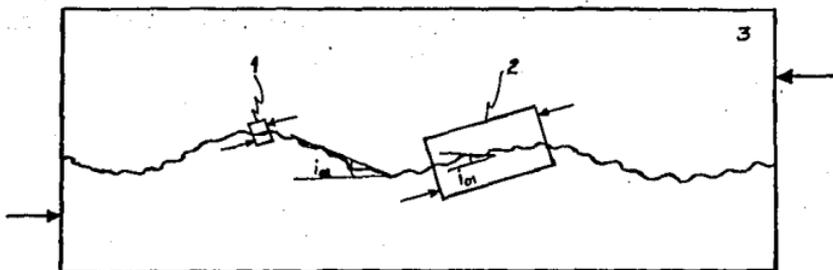


Fig. 4. 4.- Fisura rocosa con rugosidades de dos sucesiones diferentes  $i_{01}$  e  $i_{02}$ . 1) escala de la muestra; 2) escala del modelo experimental; - 3) escala de la cimentación de la presa.

El bloque 2 es la resistencia al esfuerzo cortante en una fisura rugosa con pendiente inicial de las asperezas en el sentido del corte,  $i_{01}$ . La ec. 4. 10 puede describir la resistencia al esfuerzo cortante en la fisura en los límites del bloque 2. Por lo tanto, la ec. 4. 10 quedaría como:

$$[\tau] = \sigma \tan \left[ i_{01} (1 - \frac{\sigma}{R_{T.C1}})^{10} + \phi \right] \quad (4. 16)$$

donde:  $R_{T.C1}$  es la resistencia al aplastamiento de las asperezas que definen la rugosidad en los límites de este bloque.

El bloque 3 es la resistencia al esfuerzo cortante en una fisura extendida, de rugosidad caracterizada por una pendiente de las asperezas en el sentido del corte,  $i_{02}$ , que tiene una resistencia al aplastamiento  $R_{T.C2} \geq R_{T.C1}$ . En este caso, análogamente a lo que se indicó anteriormente, la resistencia al esfuerzo cortante puede ser definida por la ecuación:

$$[\tau] = \sigma \tan \left\{ i_{02} (1 - \frac{\sigma}{R_{T.C2}})^{10} + i_{01} \left[ 1 - \frac{\sigma}{(\cos i_{02} + \tan \phi \cdot \text{sen } i_{02}) R_{T.C1}} \right]^{10} + \phi \right\} \quad (4. 17)$$

De este modo, se puede evaluar la resistencia al esfuerzo cortante en una fisura de cualquier extensión, para lo cual es necesario conocer las pendientes medias de las asperezas de diferentes sucesiones que caracterizan una fisura dada, así como las resistencias al aplastamiento correspondientes a los escalones de diferente sucesión, y las características de la fricción en la pared de la fisura  $\phi$ . De ahí resulta que la resistencia al esfuerzo cortante en una fisura extendida no puede ser inferior a la resistencia al esfuerzo cortante de una parte de la fisura, si esa parte es característica de toda la longitud de la fisura

considerada y si se repite muchas veces a lo largo de ella.

Para las rocas que se encuentran en fisuras de gran extensión, cuya rugosidad (ondulación), grado de erosión (resistencia de las paredes) y relleno varían considerablemente a lo largo de la fisura, es necesario que la resistencia al esfuerzo cortante se defina diferencialmente en partes de relativa uniformidad.

Así pues, las irregularidades que existen a lo largo de una discontinuidad constituyen una fuente de resistencia. Sin embargo, no siempre se puede contar con ella debido a la posibilidad de una rotura progresiva.

#### 4. 2.- EFECTOS EN LA PERMEABILIDAD DE LAS ROCAS.

Este es uno de los fenómenos que más preocupa al ingeniero cuando diseña alguna obra de gran magnitud en roca, ya que las posibles fisuras y grietas que se puedan encontrar en ésta, permiten la filtración de agua provocando la reducción de su resistencia.

La permeabilidad no sólo afecta la resistencia de los macizos rocosos sino también, como en el caso de una presa, las filtraciones a través de la roca pueden provocar una pérdida significativa de agua en el vaso.

A continuación se analizará la relación que existe entre la microsismicidad y la permeabilidad de los macizos rocosos. Se abordará el estudio de la permeabilidad de las rocas debido a grietas y fisuras provocadas por vibraciones microsísmicas en

cualquier obra ingenieril.

Por último, se estudiarán las presiones intersticiales que se presentan en las rocas ya que son un factor importante en la reducción de la resistencia de los macizos rocosos.

4. 2. 1.- Algunos efectos de las filtraciones en las masas rocosas.

En el campo de las presas de tierra y enrocamiento, ha de analizarse no sólo la estabilidad de la estructura terrea sino también la estabilidad de las márgenes y cimentaciones rocosas del embalse. Tal estabilidad depende de numerosos factores y en particular de:

- 1) La dirección, localización y tipo de fallas que la surcan, reflejo del estado de esfuerzos a que ha estado sometida.
- 2) La forma de la red de flujo de agua que se desarrolla en su seno y la magnitud del gradiente hidráulico.
- 3) Las alteraciones en su geometría, impuestas por las obras ingenieriles.
- 4) Los efectos térmicos.
- 5) La variación de su resistencia al cortante en presencia de agua.

Usando modelos simplificados del estado de esfuerzos inducido

por las fuerzas de filtración o por los cambios de temperatura -- en la masa rocosa se tratará de explicar algunos incidentes ocurridos en presas tales como microsismos, incremento de filtraciones, etc. Así mismo se sugiere una posible causa de los temblores locales en el Valle de México.

4. 2. 1. 1.- Efecto de los cambios de temperatura.

En México abundan las zonas volcánicas en las que la temperatura de las masas rocosas constitutivas de las márgenes de un embalse son elevadas. Mediciones efectuadas en México por algunos autores demuestran que en algunas regiones (postoligocénicas) el gradiente geotérmico alcanza valores superiores a 50°C/km, aún en zonas que no son consideradas como campos geotérmicos. Se ha comprobado también en varios casos que la temperatura del agua de los manantiales surgidos -- aguas abajo del embalse por filtración es notablemente superior a la temperatura del agua del propio embalse. Tal incremento de temperatura del agua filtrada se acompaña obviamente de un enfriamiento correlativo del medio a través del cual filtra el agua, con la consecuente modificación del estado de esfuerzos en la roca. Por lo tanto, los esfuerzos de tensión generados por un enfriamiento  $\Delta T$  son del orden de:

$$\frac{\alpha E \Delta T}{1 - \nu} \quad (4. 18)$$

siendo:

E.- Módulo de Young de la masa rocosa.

$\alpha$  .- Coeficiente de dilatación lineal de la roca.

γ) .- Relación de Poisson de la roca.

Para valores comunes de:

$$E = 200\ 000\ \text{kg/cm}^2$$

$$\alpha = 10^{-5}$$

$$4T = 10^0$$

$$\gamma = 0.3$$

el esfuerzo de tensión resultante es del orden de  $20\ \text{kg/cm}^2$  que puede ser suficiente para fallar a tensión las pantallas de inyección ejecutadas en el sitio o el concreto lanzado utilizado a menudo para taponar las entradas de agua en fracturas importantes que cruzan el embalse.

4. 2. 1. 2.- Caso de los temblores locales en el Valle de México debido a filtraciones.

En el Valle de México la agitación microsísmica es continua y los temblores locales son numerosos. Dichos temblores locales se tratan de sismos de reducida magnitud  $M_1 < 3.4$  con focos superficiales a profundidades del orden de 7 kilómetros que ocurren en enjambres durante varios días y en las zonas que señala la fig. 4. 5. Adn cuando la localización de estos epicentros es incierta, se nota una gran actividad en la zona poniente del Valle de México.

La frecuencia sísmica anual de temblores locales con distancias epicentrales hasta de 100 km se muestran en la fig. 4. 6. -

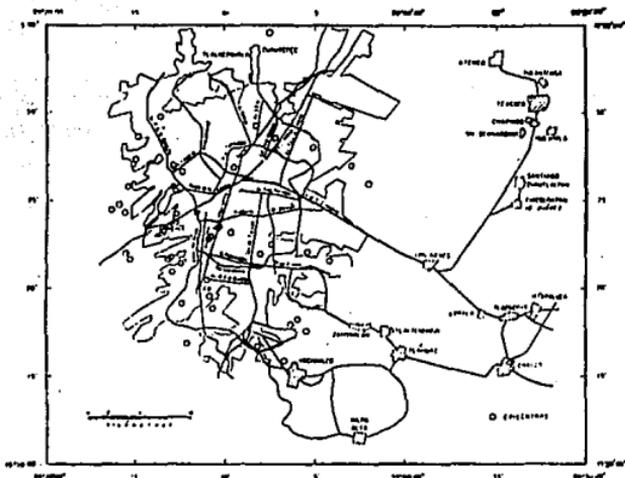


Fig. 4. 5.- Epicentros de temblores en la cuenca del Valle de México.

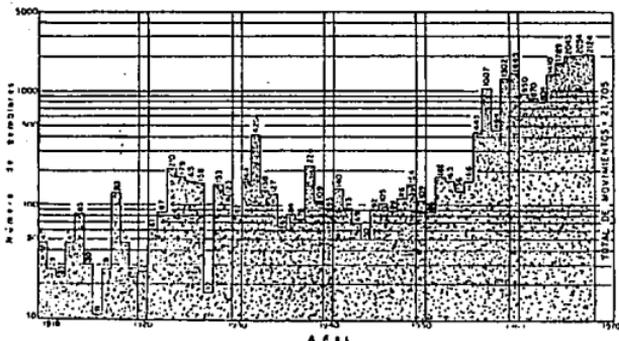


Fig. 4. 6.- Frecuencia sísmica anual en la Cuenca del Valle de México (1909-1968).

En esta se observa que, de 1909 a 1968, su número total llegó a 21 705; en su mayoría, se localizan a menos de 25 km de la estación de registro de Tacubaya.

Tales temblores locales, cuyo origen se ha atribuido a diversos mecanismos: colapso del cerro de San Miguel, rupturas bruscas de un proceso de reptación (creep) en las fallas tectónicas con orientación NE-SW ó como reacomodos locales después de ocurrir sismos intensos en la costa del Pacífico, pueden también explicarse al considerar la filtración de agua de la zona de la Sierra de las Cruces hacia el depósito lacustre del Valle de México, como se sugiere a continuación.

Los sismos locales registrados en la Cuenca de México ocurren de acuerdo con esta hipótesis a causa de:

- 1) La elevación del nivel freático en la Sierra de las Cruces a raíz de lluvias intensas.
- 2) La filtración de agua del almacenamiento creado por las lluvias en la Sierra de las Cruces hacia los Valles de México y Toluca.
- 3) El incremento de los esfuerzos cortantes, por efecto de las fuerzas de filtración en las fallas geológicas que surcan el macizo montañoso de las Cruces.

4. 2. 1. 3.- Comparación entre frecuencia de -  
temblores en la Sierra de las Cru-  
ces y precipitación pluvial.

Los rasgos geológicos e hidrológi-  
cos de la Sierra de las Cruces son propicios para la generación  
de temblores locales al almacenarse agua de lluvia en sus entra-  
ñas. La relación entre precipitación pluvial y número de temblo-  
res, de 1909 a 1969, presentada en la fig. 4. 7., sustenta esta  
aseveración.

Convendría entonces tratar de correlacionar los regímenes de  
precipitación pluvial con la hidrología, la geología y la fre---  
cuencia de los temblores locales en otras zonas del eje neovolcá  
nico transmexicano en las que se han registrado enjambres de sig  
mos someros generalmente del tipo de falla normal.

4. 2. 2.- Permeabilidad debido a la fisuración y fractura  
miento de la roca ocasionada por vibraciones mi  
crofónicas.

Se tratará ahora los problemas de permeabilidad  
que se presentan en las masas rocosas debido a las fisuras y -  
grietas finas, sin relleno visible, normalmente producidas por -  
el uso de explosivos en las excavaciones. El uso de explosivos -  
con este objeto es causa de daños irreparables, por lo que se re  
comienda usarlos con moderación y en frentes reducidos, particu-  
larmente si la roca exhibe un comportamiento frágil.

Las rocas que se encuentran en un estado frágil tienen una -

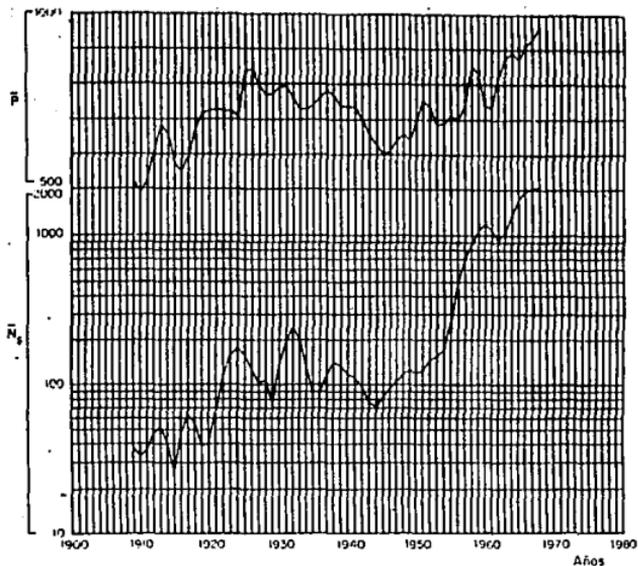


Fig. 4. 7.- Correlación entre promedios consecutivos, en lapsos de cinco años, del número de - temblores ( $\bar{N}_s$ ) y de la precipitación plu- vial ( $F$ ), en mm, registrados en Tacubaya.

red de fracturas a distancias variables producidas por la tectónica que se pueden encontrar para cada sistema a 1 km de distancia ó a alguna fracción de mm (microfisuración) con todos los grados intermedios. En estas fracturas puede encontrarse agua. Si están abiertas por descompresión el agua puede llegar a circular por la red de fracturas siguiendo la ley de la gravedad, las diferencias de presión, las fuerzas de capilaridad o la ley de Darcy. En este caso la circulación del agua produce disoluciones, alteraciones y depósitos. En el caso de formaciones antiguas se pueden encontrar alteraciones o fisuraciones que estuvieran abiertas en un macizo comprimido en la actualidad.

La forma usual de investigar este problema es mediante las pruebas de absorción de agua que se describieron en el Capítulo 2, ya sea expresada dicha absorción (permeabilidad) en unidades Lugeon o en términos de un coeficiente de permeabilidad equivalente, cuando se ejecuta el ensayo Lefranc. El significado de los valores así obtenidos es incierto; pero en general, puede decirse que la formación es prácticamente impermeable si las pruebas acusan valores menores de un Lugeon; si la absorción es mayor de 5 Lugeons, deben esperarse filtraciones importantes en el macizo.

En México, las rocas que presentan permeabilidad intrínseca alta son las calizas cársticas y las formaciones volcánicas jóvenes que han sufrido un proceso muy rápido de enfriamiento. Las tobas volcánicas que tienen estratos pumfíticos o de arena poco cementada, son causas de filtraciones muy significativas.

El fracturamiento de origen microsísmico natural (enjambres)

produce filtraciones moderadas debido a lo cerrado de las grietas en la roca. La dirección de las fracturas influye notablemente en el fenómeno.

Así pues, tomando en cuenta que el espesor de las fisuras finas (sin importar cuál sea su origen) como regla general es muy pequeño, se puede imaginar que una variación negligible de este espesor variará considerablemente la permeabilidad del macizo.

A continuación se cita un ejemplo muy ilustrativo de los autores Londe y Sabarly.

Se supone que el macizo rocoso tiene fisuras de un espesor "e", con la distancia entre ellas "a". Este macizo sirve como una cimentación de la cortina de la cual recibe esfuerzos " $\sigma$ " y la dirección de la acción de este esfuerzo hace ángulo " $\theta$ " con el plano de la fisura.

La ecuación principal será:

$$\frac{\Delta e}{e} = -\sigma \left( \frac{1}{E_m} - \frac{1}{E_r} \right) \frac{a}{e} \sin \theta \quad (4. 19)$$

donde:

$E_m$ , es el módulo de elasticidad del macizo rocoso y

$E_r$ , es el módulo de elasticidad de la roca (sana) de este macizo.

Suponiendo que:

$$E_m = 50\ 000\ \text{kg/cm}^2.$$

$$\begin{aligned}
 E_r &= 500\,000 \text{ kg/cm}^2. \\
 \sigma &= 50 \text{ kg/cm}^2. \\
 a &= 100 \text{ cm.} \\
 \theta &= 30^\circ.
 \end{aligned}$$

podemos determinar:  $\Delta e = -0.45 \text{ mm}$ .

Esto significa que todas las fisuras con espesor menor de  $0.45 \text{ mm}$ , las que forman con el esfuerzo  $\sigma = 50 \text{ kg/cm}^2$  un ángulo mayor de  $30^\circ$ , estarán cerradas y su permeabilidad prácticamente será igual a cero.

De este mismo ejemplo podemos ver que todas las grietas con el espesor menor de  $0.1 \text{ mm}$  estarán cerradas con el esfuerzo normal de  $5 \text{ kg/cm}^2$ . Estos valores son muy reales y entonces en una profundidad del macizo se formará una zona impermeable.

Además, fue descubierto que la presión del agua filtrante también puede modificar considerablemente la permeabilidad del macizo rocoso. El incremento del espesor de la fisura es proporcional a la presión de agua:

$$\Delta e = Dp \quad (4.20)$$

Hay muchos ejemplos de fallas de estructuras de ingeniería y especialmente construcciones de concreto, como consecuencia de no tomar en cuenta la permeabilidad de la cimentación rocosa.

Como regla general se piensa que las grietas abiertas con un ancho bastante grande son más peligrosas que las grietas finas,

pero las grietas anchas pueden ser llenadas con arcilla o mortero, lo cual es casi imposible hacer en las grietas finas, las cuales existen en la roca, por eso éstas son más importantes en la consideración y en este sentido más peligrosas.

#### 4. 2. 3.- Volumen de filtraciones.

Ahora se analizarán algunas fórmulas que permiten el cálculo de los volúmenes de filtraciones en los macizos rocosos. Originalmente dichas fórmulas están desarrolladas para el cálculo de las filtraciones en túneles.

Las fórmulas y gráficas que permiten estimar el flujo hacia túneles en cinco condiciones diferentes, se presentan a continuación:

4. 2. 3. 1.- Para un túnel excavado bajo un lago o pantano, suponiendo que el flujo es estacionario y la carga hidráulica constante:

$$Q = \frac{2\pi k (h+H)}{2.3 \log \left(\frac{M}{r}\right)} \quad (4. 21)$$

donde:

- Q gasto por unidad de longitud del túnel.
- k coeficiente de permeabilidad.
- h profundidad del túnel bajo el fondo del lago o pantano.
- H profundidad del lago.
- r radio del túnel.

4. 2. 3. 2.- Flujo a través del frente de un túnel.

Se considera que el frente del túnel toca un acuífero vertical planar como una zona de falla (fig. 4. 8.). Suponiendo que el flujo es establecido y la carga hidráulica constante:

$$q = -k \frac{\partial h}{\partial x} A \quad (4. 22)$$

donde:

- q gasto en cada punto del frente.
- $\frac{\partial h}{\partial x}$  gradiente en cada punto del frente.
- k coeficiente de permeabilidad.
- A área con coeficiente de permeabilidad k y gradiente  $\frac{\partial h}{\partial x}$ .

El frente se divide en varias áreas A. Se tiene el valor de k. Como el valor de  $\frac{\partial h}{\partial x}$  puede obtenerse por el procedimiento que se describe a continuación, puede, por tanto, calcularse la variación del gasto con el tiempo en cada área A. La integración con el tiempo del flujo a través de todas las áreas A será del flujo total a través del frente.

El valor del gradiente  $\frac{\partial h}{\partial x}$  puede calcularse de la manera siguiente:

Para un coeficiente de permeabilidad determinado se obtiene de las gráficas de la fig. 4. 9. el valor  $P_D$  correspondiente a diferentes tiempos y diferentes distancias x detrás del frente.

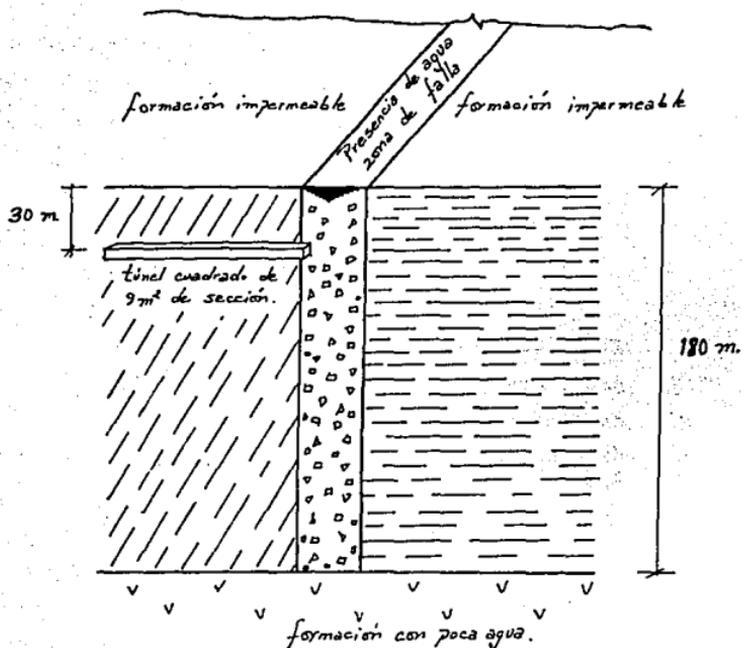


Fig. 4. 8.- Problema de la fase de descarga investigado por medio de una solución matemática de la ecuación de flujo.

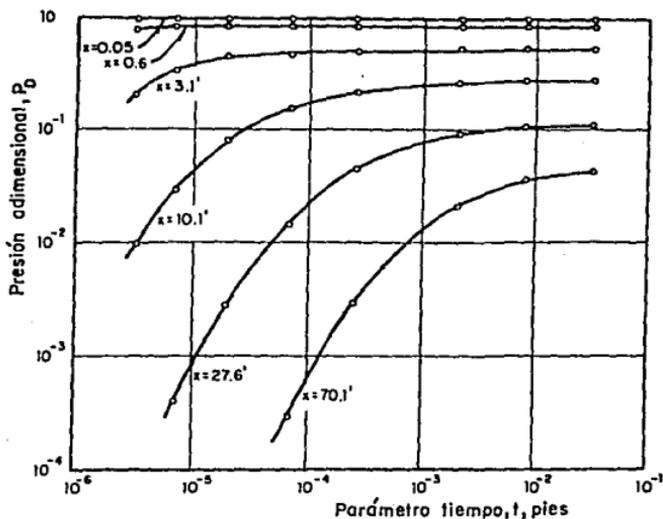


Fig. 4. 9.- Presión adimensional vs el producto de la permeabilidad (unidades de velocidad) por el tiempo para diferentes distancias detrás del frente del túnel. Estas curvas fueron desarrolladas para las regiones superior y central del frente del túnel pero, pueden ser usadas para obtener una función aproximada para la estimación del flujo total de agua del frente en acuíferos de 12 a 150 m de espesor, con carga hidráulica constante.

A partir de la expresión:

$$P_D = \frac{(H - H_0)}{(H_1 - H_0)} \quad (4. 23)$$

donde:

$P_D$  presión adimensional de la familia de curvas de la --  
fig. 4. 9.

H carga en función del tiempo, t.

$H_1$  carga final en  $x = 0$ .

$H_0$  carga inicial en acuífero.

Se determina el valor de la carga H y del gradiente  $\frac{\partial h}{\partial x}$ , ya que los valores de  $H_1$  y  $H_0$  son conocidos en cada problema particular.

#### 4. 2. 3. 3.- Flujo establecido a través del -- frente y las paredes laterales -- cuando el túnel penetra en acuífero.

El flujo a través del frente cuando el túnel toca la zona de alta permeabilidad, sin penetrar en ella, puede estimarse como se describe en el inciso 4. 2. 3. 2. Cuando el túnel penetra en la zona permeable el flujo establecido a través del frente en función del porcentaje de zona de falla interceptada por el túnel se presenta en la gráfica de la --  
fig. 4. 10.

El flujo total a través de las paredes laterales del tramo de túnel que penetra en el acuífero y por unidad de longitud en fun

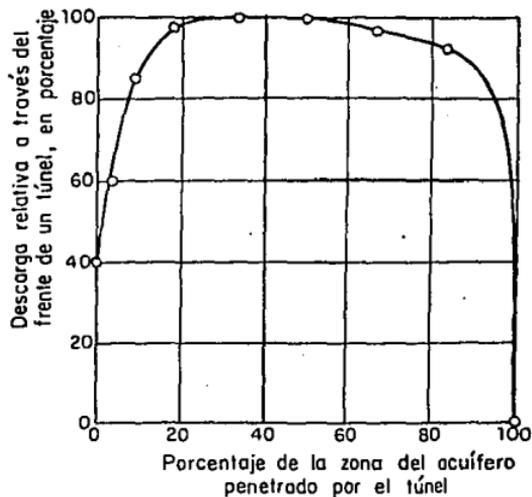


Figura 4. 10.- Flujo relativo del frente de un túnel que avanza a través de un acuífero bajo carga hidráulica constante.

ción del porcentaje de zona permeable interceptada por el túnel se presenta en las gráficas A y B de la fig. 4. 11.

El gasto total que se filtra a través de las paredes laterales hacia un túnel que penetra completamente la zona fallada cuando la carga es constante y el flujo es establecido puede obtenerse por medio de la ec. 4. 21.

4. 2. 3. 4.- Flujo a través de las paredes de un túnel cuando la carga hidráulica no es constante.

La solución correspondiente a un túnel que atraviesa por completo el medio permeable y acuífero no renovable es la siguiente:

$$Q = \frac{2}{\sqrt{2kH^2 n_e t / 3c}} \quad (4. 24)$$

donde:

- Q volumen de agua que pasa a través de las paredes laterales del túnel en un tiempo t.
- k coeficiente de permeabilidad.
- H distancia vertical del túnel al nivel de aguas freáticas.
- $n_e$  cociente del volumen de los vacíos drenables entre el volumen total.
- t tiempo.
- C constante de valor igual a 1.36.

Si se conoce la dimensión (L) del acuífero en el sentido lon-

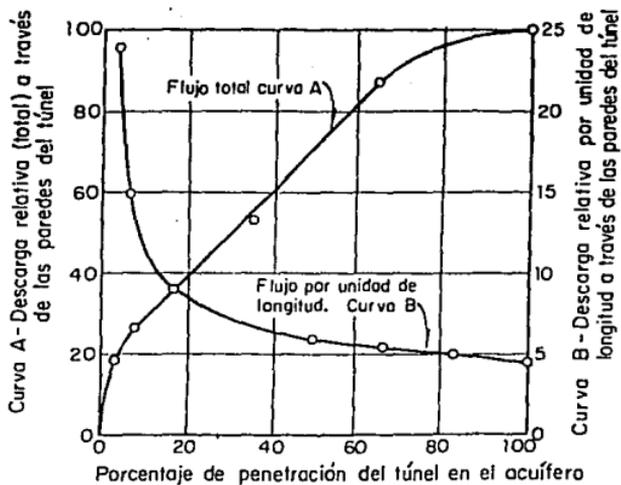


Fig. 4. 11.- Flujo relativo a través de las paredes de un túnel que avanza a través de un acuífero bajo carga hidráulica constante.

gitudinal del túnel la expresión:

$$t = \frac{C n_e L^2}{(6KH)} \quad (4. 25)$$

permite calcular el tiempo límite de aplicabilidad de la ecuación 4. 24.

Si la penetración del túnel en el acuífero es parcial la constante C se modifica por medio de la ecuación lineal siguiente:

$$C = 0.12 + 1.24 D \quad (4. 26)$$

donde:

D es la fracción de la dimensión (L) del acuífero que es atravesada por el túnel.

#### 4. 2. 3. 5.- Flujo a través de las paredes laterales de un túnel durante la penetración del túnel en el acuífero.

Para estimar el flujo por medio de la ecuación 4. 24 es necesario conocer:

1. La dimensión del medio permeable a lo largo del túnel (L),
2. La altura del nivel freático sobre la elevación del túnel (H)
3. El coeficiente de permeabilidad (k) y el cociente del volumen de vacíos drenables entre el volumen total ( $n_e$ ), y
4. La velocidad de avance de la construcción del túnel.

#### 4. 2. 4.- Las presiones intersticiales y la resistencia - de los macizos rocosos.

Las presiones intersticiales reducen la presión normal efectiva que actúa sobre un plano de deslizamiento y disminuyen de forma correspondiente la resistencia al corte según el mismo plano. Para una estimación racional de la resistencia de cualquier macizo rocoso es fundamental conocer la distribución de presiones intersticiales en el mismo además de los factores que pueden influir en ella.

La permeabilidad de una diaclasa aislada depende de la abertura media a lo largo de la misma y de su rugosidad superficial. - Estos resultados se deducen de consideraciones hidrodinámicas elementales. También puede demostrarse que la permeabilidad equivalente de una familia de fracturas, con la misma abertura y orientación, depende del número de fracturas por unidad de volumen de roca y de su orientación. Pueden asociarse permeabilidades equivalentes a diferentes sistemas de fracturas.

Para una masa de roca fracturada arbitrariamente, la determinación de presiones intersticiales se reduce a la resolución de un problema de filtración en un terreno anisótropo y heterogéneo siempre que se conozca la distribución de permeabilidades dentro de la roca. Esto se puede conseguir con cierta confianza mediante ensayos in situ.

En muchos casos es posible medir inicialmente la distribución de presiones intersticiales. Hipótesis poco precisas respecto a la distribución de presiones intersticiales en un macizo rocoso

pueden dar lugar frecuentemente a resultados erróneos. Esto es -  
explicable por las medidas tomadas por los autores Steffen y -  
Klingman que se presentan en la fig. 4. 12. En este caso se mi-  
dió la presión intersticial en un sondeo hasta una profundidad -  
de 300 metros. Estas medidas permitieron detectar la existencia  
de un drenaje excelente a una profundidad de 205 metros.

Cuando las microfisuras se encuentran con elevada profusión -  
en una roca, su abertura es muy sensible a tensiones aplicadas.  
Esto puede dar lugar a permeabilidades que varían en ordenes de  
magnitud para las tensiones habituales en ingeniería.

La susceptibilidad de la permeabilidad a la abertura de las -  
diacclasas sugiere otro mecanismo de rotura progresiva de la ro-  
ca. Al producirse desplazamientos según las diacclasas, su abertu-  
ra media variará produciendo grandes cambios en la resistencia -  
hidráulica, lo cual perturbará la distribución de presiones in-  
tersticiales en el macizo rocoso. Esto puede ser beneficioso en  
algunos casos cuando una diaclasa abierta de esta forma puede ac-  
tuar como un dren. Pero también puede originar una disminución -  
de la resistencia del macizo aumentando aún más las deformacio-  
nes.

#### 4. 2. 5.- Inyección de roca fisurada.

Existen dos posibilidades que frecuentemente -  
aparecen al preparar el tratamiento de los macizos rocosos:

- a) Grietas finas sin relleno visible y normalmente producidas -  
por el uso de explosivos en las excavaciones.

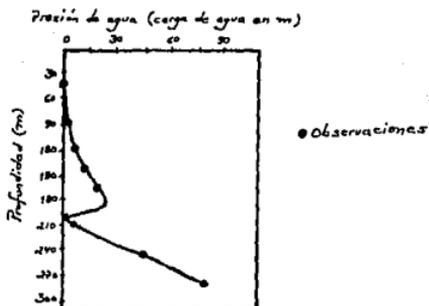


Fig. 4. 12.- Presiones intersticiales en un sondeo en la mina de Nchanga.

- b) Grietas anchas o zonas fracturadas, con rellenos diversos, - que son de origen tectónico en la mayoría de los casos, o producidas por relajamiento de esfuerzos, o debido a condiciones de estabilidad precaria de la masa rocosa.

Las grietas finas se tratan con enlucidos de mortero o simple aplicación de lechada; en ambos casos se usa el cemento como - aglutinante. En varios proyectos se especifica el uso de gunita, particularmente cuando son rocas muy fisuradas y se desea lograr una buena penetración del mortero.

Si las grietas son prominentes y tienen rellenos permeables, es conveniente efectuar una limpieza ampliando en forma de cuña las paredes exteriores y de una profundidad por lo menos tres veces el ancho o hasta encontrar una condición confiable desde el punto de vista del flujo de agua. Estas grietas se rellenan de - mortero aplicado con cuchara o proyectado a presión.

#### 4. 2. 5. 1.- Tipos de inyecciones.

De acuerdo con el objeto que se - persigue, deben clasificarse las inyecciones en:

- a) de sellado,
- b) de consolidación.

Con las primeras se intenta llenar las grietas, los conductos de disolución o los huecos mayores de un aluvión, según sea el - caso.

La finalidad de las segundas es disminuir la compresibilidad de la roca al mismo tiempo que la permeabilidad, llenando fisuras de la roca con una mezcla resistente aplicada a alta presión.

#### 4. 2. 5. 2.- Método de inyección.

De acuerdo con el grado de fisuración del macizo rocoso, con el programa de trabajo de la obra en particular y con el nivel de estanqueidad que se desea alcanzar, existen cuatro métodos de inyección, los cuales son: sondeo completo, tramos de regreso, tramos de avance y solución mixta.

##### a).- Sondeo completo.

Adecuado cuando la abertura de las fisuras de la roca es prácticamente uniforme. La inyección se efectúa después de terminar la perforación del barreno. El tramo inyectado queda comprendido entre el fondo de la perforación y un obturador emplazado cerca de la superficie. Este método tiene la desventaja de que las partículas sólidas de la lechada se van sedimentando hasta obturar la perforación en vez de introducirse en las fisuras. Este fenómeno se manifiesta ya desde que los tramos tienen 10 m de longitud, además cuando las fisuras tienen aberturas desiguales toda la lechada penetra en las de mayor abertura. Si se hace la lechada más espesa para que este fenómeno no se produzca, se taponan las entradas de las fisuras finas, impidiendo la penetración de la lechada.

Otras desventajas de este método son que únicamente es posible aplicar una sola presión que, por lo general, tiene que ser

baja para evitar resurgencias y que no es posible ajustar la dosificación de la lechada a la calidad del macizo.

Por otra parte, el método del sondeo completo tiene la ventaja económica de poder emplear el equipo de perforación en otro punto mientras se inyecta en la perforación ya terminada. Pero las desventajas desde un punto de vista técnico, son suficientes para eliminar casi siempre este método.

b).- Tramos de regreso.

Es similar al anterior, ya que se inyecta después de completar la perforación de todo el sondeo. La diferencia es que la inyección se hace por tramos (de 5 m, usualmente), comenzando en el fondo de la perforación. La parte superior del tramo queda aislada por un obturador que se desplaza hacia la boca.

Además de la ventaja económica de poder emplear el equipo de perforación independientemente que el de inyección, este método tiene la ventaja de ajustar la lechada y las presiones aplicadas de acuerdo a las características del tramo por inyectar.

Este método no debe emplearse cuando el macizo está muy fisurado porque la lechada puentea el obturador y circula de regreso hacia el exterior atrapando la sonda en el interior de la perforación. El riesgo de que la sonda quede atrapada es menor y la efectividad del tratamiento mayor cuando las lechadas son estables.

c).- Tramos de avance.

Esta es la técnica de inyectar a medida que avanza la perforación, es decir, se inyecta un tramo y se perfora, se perfora un nuevo tramo y se inyecta colocando el empaque al fondo del tramo previo. Es el método más costoso, pero es el que puede emplearse en macizos rocosos de mala calidad en los que no es posible lograr que el obturador no sea puenteado.

Este método presenta además las ventajas de que no es necesario prefijar la profundidad de inyección y que se pueden adaptar las lechadas y las presiones de inyección a las condiciones geológicas del tramo perforado. Otra ventaja de este método es que debido al tratamiento previo de la parte superior del terreno pueden aplicarse presiones más altas en los tramos inferiores sin dañar la estructura superficial. Además, con este método que da eliminado el puenteo del obturador.

d).- Solución mixta.

Consiste en inyectar por tramos de avance los primeros tramos donde el material puede estar más fisurado y después efectuar por tramos de regreso la parte inferior de la perforación.

Esta solución mixta combina la ventaja técnica de la inyección en tramos de avance, en medios muy fisurados cercanos a la superficie del terreno, con la ventaja económica del procedimiento de tramos de regreso en la parte profunda de la perforación.

#### 4. 2. 5. 3.- Mezclas o lechadas.

Los productos inyectables son de tres tipos: líquidos, suspensiones inestables y suspensiones estables. Los primeros son soluciones de silicato de sodio con un reactivo, resina sintética o hidrocarburos. Los segundos son lechadas de agua y cemento; la sedimentación en ellos ocurre en cuanto cesa la agitación. Los terceros son mezclas de arcilla, cemento y arena. Variando la dosificación de estos componentes y la intensidad de la agitación se logra que la suspensión no sedimente durante el proceso de inyección. A éstas últimas mezclas se agregan otros productos químicos en pequeñas cantidades para regular el fraguado o evitar contracciones.

Las fracturas de una roca se tratan con lechadas inestables; las estables se emplean para los depósitos de aluvión grueso; los productos químicos se emplean para llenar los huecos de arenas finas, conglomerados o areniscas.

#### 4. 2. 5. 4.- Equipo de inyección.

El equipo necesario para llevar a cabo una inyección en roca es el siguiente: bombas, manómetros - registradores y obturadores.

##### a).- Bombas.

Las bombas empleadas con mayor frecuencia actualmente son las de pistones, las centrifugas no se utilizan nunca debido a que son máquinas delicadas para inyectar lechadas y no permi-

ten aplicar presiones altas.

Entre las bombas de pistones la de dos émbolos en oposición - es la que más se utiliza en inyecciones debido a que permite - aplicar presiones de  $100 \text{ kg/cm}^2$  o más, con gastos máximos del orden de un litro por segundo. Algunos inyectoros son de mayor gas to pero sólo pueden emplearse con cuidado ya que pueden producir roturas y dislocamientos en el terreno.

Los pistones son movidos por un gato hidráulico. La presión y el flujo de aceite que acciona al gato hidráulico pueden ser regulados para ajustar la presión y la descarga del pistón de la - bomba. Por tanto, es posible regular con precisión la presión de inyección y el flujo de la mezcla.

La mayor parte de estos inyectoros pueden ser operados con - mezclas que contienen arena en suspensión, con la condición que los granos más gruesos no excedan 0.5 a 1.0 mm, aunque algunos - pueden admitir granos más gruesos. El desgaste por abrasión se - acentúa en lechadas que contienen arena.

Otro tipo de bombas que alimentan volúmenes grandes de lechada a presiones bajas es la bomba de rotor (tipo Moyno).

#### b).- Manómetros registradores.

Son aparatos que permiten obtener una gráfica de las pre siones aplicadas durante la inyección. De esa manera puede veri ficarse el comportamiento tanto del terreno como de las operacio nes de inyección.

### c).- Obturadores.

En los métodos de sondeo completo y tramos de avance el tubo de inyección se fija mediante un obturador en el extremo cercano al brocal del tramo por inyectar. En el método de tramos de regreso es necesario aislar el tramo por inyectar por medio de dos obturadores.

Los obturadores pueden ser de copas de cuero o de varias rondanas de hule que al ser comprimidas se dilatan sellando la perforación o pueden ser neumáticas que consisten en una camisa de hule que al inflarse se comprime contra la pared de la perforación (fig. 4. 13.). Los de copas de cuero se emplean en perforaciones de paredes lisas y perfectamente cilíndricas y se deterioran pronto durante la recuperación debido al giro que se les impone. Los de rondanas de hule funcionan satisfactoriamente aunque su colocación es lenta; los neumáticos se ajustan a cualquier tipo de perforación, pero su colocación a profundidad es delicada y pueden atraparse en las fisuras que se cierran al eliminar la presión.

### 4. 2. 5. 5.- Equipo de perforación.

Son dos los tipos de máquinas de perforación más utilizados: el de percusión y el de rotación. Dentro de las máquinas de percusión se incluyen las de rotopercusión, que combinan percusión y rotación. Estas últimas son las más utilizadas actualmente.

Las máquinas de percusión perforan con martillo neumático.

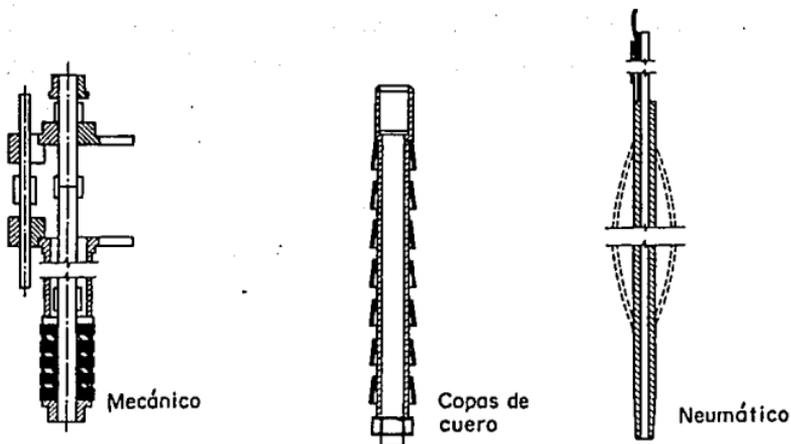


Fig. 4. 13.- Principales tipos de obturadores.

Existen máquinas en las que la acción del martillo se comunica a la broca por medio de la tubería de perforación, otras, cuentan con martillo de fondo y la acción se aplica directamente a la broca. En algunas máquinas los recortes son eliminados mediante el aire y el agua de perforación, en otras únicamente con aire.

Las máquinas de rotación perforan con flujo continuo de agua para sacar los recortes fuera del barreno.

El rendimiento de las máquinas de percusión es mayor que el de las de rotación.

#### 4. 2. 5. 6.- Presiones de inyección.

La presión durante el inyectado juega un papel importante. En principio, es necesario operar con las presiones más altas que resulten admisibles, para abrir las fisuras y penetrar a mayor profundidad. Sin embargo, hay limitaciones sobre este particular; la principal es que no provoque el levantamiento de las formaciones, con pérdida de lechada o daño a la roca.

Algunas presiones tolerables en masas de roca son:  $16 \text{ kg/cm}^2$  a 10 m de profundidad y más de  $70 \text{ kg/cm}^2$  a partir de 20 m bajo el nivel del terreno. Estas presiones son utilizadas en rocas medianamente fisuradas.

Algunas ventajas que se pueden presentar al aplicar altas presiones de inyección en rocas fisuradas, son las siguientes:

- a) Se abren las grietas finas por deformación de la roca, facilitando la penetración de la mezcla, y
- b) Al abatirse la presión, la roca se descomprime estableciendo un buen contacto con el producto inyectado.

#### 4. 2. 5. 7.- Lavado previo de cavidades.

Antes de efectuar una inyección superficial de consolidación deben lavarse las cavidades rellenas de arcilla, arena fina ú otros productos provenientes de la alteración de las rocas o de la circulación de agua subterránea.

El lavado previo se realiza inyectando dentro de una perforación agua y aire comprimido en forma alternada y en varios ciclos. La salida debe quedar a unos metros de distancia de la perforación, intercambiando los barrenos de inyección con los de salida. En ocasiones puede ser conveniente añadir al agua algún producto químico para deflocular las arcillas.

En inyecciones para impermeabilización, el lavado previo de discontinuidades pequeñas no es recomendable. Se sabe en primer lugar, que la resistencia al destaponamiento de una junta rellena totalmente es casi siempre suficiente aunque la resistencia a la compresión simple de la mezcla o del material de relleno sea baja. Como consecuencia, es casi inútil limpiar las fisuras rellenas de arcilla, ya que, independientemente del procedimiento, lograr su limpieza es una tarea a veces imposible, y, además, aunque las juntas no estén limpias, si el relleno es total, la permeabilidad residual y el riesgo de destaponamiento serán ba--

jos.

#### 4. 3.- EFECTOS EN LA ESTABILIDAD DE LOS MACIZOS ROCOSOS.

A continuación se tratarán tanto los efectos de las ondas microsísmicas en la estabilidad de taludes como en la estabilidad de obras subterráneas.

##### 4. 3. 1.- Efectos en la estabilidad de taludes.

El conocimiento del origen de las vibraciones - microsísmicas por explosivos así como el efecto práctico que causan estos fenómenos físicos a las formaciones rocosas es de vital importancia en Mecánica de Rocas para el análisis de la estabilidad de taludes.

En operaciones a cielo abierto (minas, canteras, construcciones, etc.), las voladuras con explosivos (ver Capítulo 3) pueden originar problemas de estabilidad en los taludes y también ocasionar daños a estructuras próximas a las zonas de explotación.

Las vibraciones de este tipo tienen un doble efecto en las rocas: por un lado, afectan a la integridad de las rocas, y por el otro, pueden llegar a provocar caídas en taludes de obras superficiales y también en túneles.

Según Oriard (1970), el límite de daño en taludes de roca es de 23 pulg/seg ó 60 cm/seg de velocidad de partícula.

Para el análisis de la estabilidad de un talud en roca se con

siderarán sólo a los microsismos originados por explosiones (microsismos artificiales), ya que son los que con más frecuencia ocasionan problemas de estabilidad.

#### 4. 3. 1. 1.- Análisis de estabilidad de taludes.

La forma de evitar los posibles daños de las vibraciones de explosiones en la estabilidad de un talud es considerando a dichas vibraciones como una carga actuante en él, haciendo un análisis de la velocidad máxima de la partícula.

Las vibraciones microsísmicas pueden, además, incrementar la posibilidad de que se presente algún tipo de falla en el talud (falla por traslación o por volteo), por lo que en esos casos será necesario utilizar algún método de estabilización, siempre y cuando dichas vibraciones sean muy frecuentes en el lugar.

Se presentan enseguida algunos métodos de análisis y reglas prácticas para el diseño de un talud en roca. Se entiende por diseño a la definición de la geometría del talud y de las precauciones necesarias para que permanezca estable durante su vida útil.

##### a).- Factores para el análisis.

Los factores que hacen necesario el análisis de la estabilidad de un talud en roca son los siguientes:

- La existencia de superficies probables de deslizamiento con -

- una orientación desfavorable,
- El flujo de agua, y
  - Las vibraciones causadas por explosivos.

b).- Requerimientos para el análisis.

Los requerimientos indicados a continuación se refieren a los casos no cubiertos en el inciso anterior.

1.- Información necesaria.

Para efectuar un análisis de la estabilidad de taludes en roca se requiere la siguiente información:

- Geología.

En particular es importante efectuar un mapeo de las discontinuidades geológicas (diaclasas, fracturas, planos de estratificación, etc.) mediante métodos directos o indirectos.

- Topografía.

Debe realizarse un levantamiento topográfico que permita definir las condiciones geométricas del sitio.

- Cargas actuantes (peso del bloque, fuerzas hidrostáticas y fuerzas externas).

Más adelante se detallan las fuerzas que intervienen en el análisis de los mecanismos de traslación.

- Resistencia.

En uno de los siguientes incisos se indicará el procedimiento para obtener la resistencia de las discontinuidades o superficies de deslizamiento.

2.- Mecanismos de falla.

Deberán considerarse los siguientes mecanismos de falla posibles:

- Traslación.

En este mecanismo, un bloque de roca se mueve siguiendo una o dos superficies de deslizamiento. El movimiento se puede asociar a una dirección. En el inciso c se indican los métodos de análisis correspondientes.

- Volteo.

En este caso, la falla ocurre por giro del bloque respecto a algún eje. En un inciso posterior se comenta sobre este tipo de falla sin desarrollar algún método de análisis.

3.- Cargas actuantes.

En la fig. 4. 14. se muestran todas las cargas a considerar para el análisis de un talud de roca. A continuación se presenta una breve explicación de cada una de ellas.

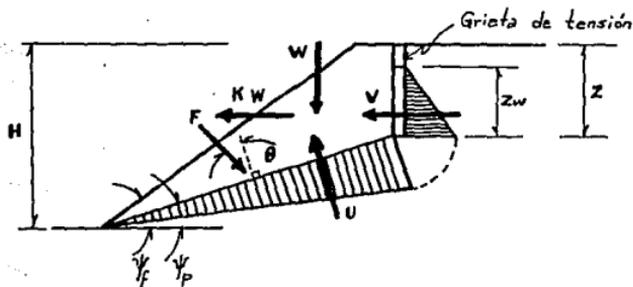


Fig. 4. 14.- Cargas actuantes en un talud.

- Peso del bloque,  $W$ .

Para su cálculo se requiere conocer las fronteras que lo definen: superficie exterior, superficie de falla, grieta de tensión o fisura pre-existente.

Las grietas de tensión normalmente se abren en la parte superior del talud como consecuencia de esfuerzos de tensión generados en esa zona por efecto de la excavación y no representan por sí mismas una falla. Las familias de fisuras que atraviesan un macizo pueden delimitar bloques inestables que hay que analizar. En caso de que también existan fallas, éstas se deberán tomar en cuenta.

- Presión de agua,  $U$  y  $V$ .

Para el cálculo de dicha presión es necesario conocer el régimen de flujo de agua existente en el macizo en cuestión. Una forma de tomar en cuenta la anterior es suponer que existe un tirante de agua,  $z_w$ , en la grieta de tensión. La presión a lo largo de la superficie de deslizamiento disminuye según se indica en la fig. 4. 14.

- Fuerza por sismo,  $k W$ .

En este caso se supone que es posible definir un coeficiente sísmico,  $k$ , que corresponde a la proporción de la aceleración inducida por sismo respecto a la gravedad. Dicho coeficiente genera una fuerza,  $k W$ , cuya dirección se asocia normalmente a la horizontal. Debe tomarse en cuenta que la fuerza  $k W$  sólo actúa

por periodos de tiempo muy cortos y que cambia de signo o sentido con una frecuencia que corresponde a la del sismo.

- Vibraciones.

La experiencia ha demostrado que un parámetro relevante en el daño a taludes rocosos es la velocidad máxima de la partícula,  $v$ . Puede relacionarse con la distancia,  $R$ , a que detona una carga de explosivos,  $W$ , por cada retardo, en la siguiente forma:

$$v = \alpha \left( \frac{R}{\sqrt{W_e}} \right)^\beta \quad (4. 27)$$

Los valores de  $\alpha$  y  $\beta$  tienen variaciones fuertes y dependen tanto del tipo de roca como de la forma en que se detonan los explosivos. Pueden emplearse los siguientes valores considerando  $v$  en cm/seg,  $R$  en metros y  $W_e$  en kg.:

Detonación en la parte inferior

de barrenos  $\alpha = 18.5 - 185$  ,  $\beta = - 1.6$

Detonación con la técnica

coyote  $\alpha = 5.3 - 21.2$  ,  $\beta = - 1.1$

Precorte

$\alpha = 571$  ,  $\beta = - 1.6$

Para limitar la velocidad de la partícula se debe tomar en cuenta la tabla 4. 1.

En un talud rocoso, se debe limitar la velocidad de la partícula a un valor menor de 5 cm/s.

Velocidad de la partícula, en cm/seg.	Daño
5.1	Límite abajo del cual el riesgo de daño en estructuras, aún antiguas, es pequeño.
12.7	Daño leve, rotura de acabados, detectado por las personas.
30.5	Caídos de roca en túneles sin revestimiento.
63.5	Se inicia el agrietamiento de la roca.
254.0	Rotura de la roca.

TABLA 4. 1.- Daño en algunas estructuras.

- Fuerzas debidas a anclas.

Cuando se ha concluido que un talud es inestable, una de las soluciones para mejorar su estabilidad es emplear anclas. Las fuerzas que imponen estos elementos pueden tomarse en cuenta en los análisis según se presenta en la fig. 4. 14.

#### 4.- Resistencia al esfuerzo cortante.

Puede determinarse en discontinuidades con o sin relleno.

##### - Discontinuidades sin relleno.

La ecuación general de resistencia al corte es:

$$\frac{\tau}{\sigma_n'} = \tan \left[ (JRC) \cdot \log_{10} \left( \frac{JCS}{\sigma_n'} \right) + \phi_b \right] \quad (4. 28)$$

o sea:

$$\frac{\tau}{\sigma_n'} = \tan \phi_p \quad (4. 29)$$

donde:

$\tau$  .- resistencia al esfuerzo cortante.

$\sigma_n'$  .- esfuerzo normal efectivo actuando en el plano de deslizamiento.

JRC .- coeficiente de rugosidad de la fisura.

JCS .- resistencia a la compresión del material que constituye las paredes de la fisura.

$\phi_b$  .- ángulo de fricción entre las paredes de la fisura.

$\phi_p$  .- ángulo de fricción aparente.

Para obtener el valor de JCS se considerará lo siguiente:

La resistencia a la compresión de las paredes de la fisura, - JCS, no es necesariamente igual a la resistencia a la compresión,  $\sigma_c$ , de la roca en su estado sano, sino que depende del grado -

de alteración alcanzado en las paredes. Se pueden establecer las siguientes reglas para determinar JCS:

. Para grados de intemperismo no muy avanzados se puede considerar que  $JCS = \sigma_c / 4$ .

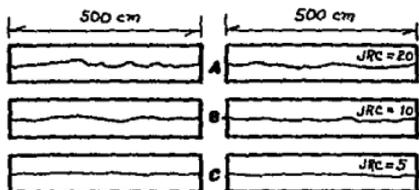
. Para grados de intemperismo muy avanzados se puede considerar que  $JCS = \sigma_c$ .

Para obtener el valor del coeficiente de rugosidad de la fisura, JRC, puede emplearse la fig. 4. 15. donde se indican los valores de JRC correspondientes a diferentes formas de fisura.

La descripción de las superficies rugosas de fisuras de la fig. 4. 15. corresponden a una amplia gama de irregularidades que van desde los planos de estratificación y foliación (superficie lisa casi plana, C) hasta las fracturas de tensión que son las superficies más irregulares que pueden encontrarse en la naturaleza (superficie ondulada rugosa, A).

- Discontinuidades con relleno.

Este tipo de discontinuidades puede existir en la naturaleza en los siguientes casos: fallas, superficies de deslizamiento antiguas, zonas de corte, zonas milonitizadas, estratos alterados de lutitas, areniscas y calizas, alteración de rocas ígneas y metamórficas, e intemperismo sobre fisuras superficiales en rocas. Los procesos de alteración de rocas pueden ser variados y a cada uno de ellos se asocia un tipo de material producto de la alteración.



**Descripción de la superficie:**

**A = ONDULADA RUGOSA.** Grietas de tensión, laminado o estratificación rugosas.

**B = ONDULADA LISA.** Laminado liso, filiación no plana, estratificación ondulada.

**C = LISA CASI PLANA.** Figuras - por cortante planas, foliación y estratificación planas.

**Fig. 4. 15.- Valores de JRC para distintas formas de discontinuidades.**

Para conocer la resistencia de discontinuidades rellenas, deben efectuarse pruebas de corte in situ en las que se representen adecuadamente los esfuerzos actuantes.

c).- Métodos de análisis.

Se presentan a continuación dos métodos de análisis de fallas por traslación (fig. 4. 16.) y se comenta el caso de la falla por volteo.

1.- Método bidimensional.

En este caso el bloque de roca desliza sobre de una superficie de falla y se supone de extensión infinita.

En la fig. 4. 14. se muestra la geometría del problema y las variaciones que intervienen. El factor de seguridad se obtiene con la siguiente fórmula:

$$FS = \frac{cA + [W \cos \gamma_p - U + F \cos \theta - (V + kW) \sin \gamma_p] \tan \phi}{W \sin \gamma_p + (V + kW) \cos \gamma_p - F \sin \theta} \quad (4. 30)$$

donde:

- A longitud de la superficie de deslizamiento.
- c cohesión en la superficie de deslizamiento.
- $\phi$  ángulo de fricción en la superficie de deslizamiento.
- W peso del bloque deslizante.
- $\gamma_p$  ángulo que forma la superficie de deslizamiento con la horizontal.
- U fuerza de subpresión actuando en la superficie de deslizamiento.

- V fuerza de subpresión actuando en la grieta de tensión.
- k coeficiente sísmico.
- F fuerza debida a anclas.
- $\theta$  ángulo que forma F con la normal a la superficie de deslizamiento. Su valor óptimo es igual a  $\phi$  cuando el talud está seco.

En taludes en los que la posición de las grietas de tensión no puede ser observada, deberá tomarse en cuenta con los análisis la posición más crítica. Esta puede determinarse mediante tanteos.

El valor mínimo del factor de seguridad, FS, será igual a 1.5 en condiciones estáticas y 1.1 en vaciado rápido o con sismo.

## 2.- Método de la cuña.

Este método permite calcular el factor de seguridad de un bloque cuando sus posibilidades de movimiento están restringidas a una sola dirección, pero el deslizamiento ocurre en dos superficies de falla. En la fig. 4. 17. se muestra la geometría del problema y las fuerzas que intervienen en él.

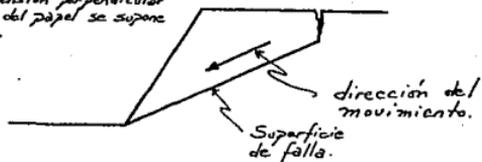
El factor de seguridad se calcula con la siguiente fórmula:

$$FS = \frac{c_a A_a + c_b A_b + (R_a - U_a) \tan \phi_a + (R_b - U_b) \tan \phi_b}{W \sin \psi_i + k W \cos \psi_i - F' \sin \theta} \quad (4. 31)$$

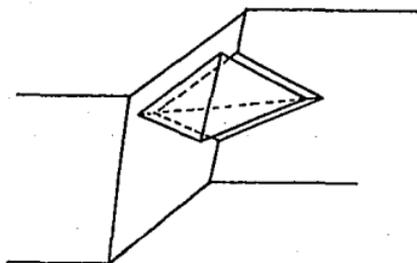
donde:

- $c_a, c_b$  cohesión de los planos A y B.
- $\phi_a, \phi_b$  ángulo de fricción de los planos A y B.

*Nota: La dimensión perpendicular al plano del papel se supone infinita.*

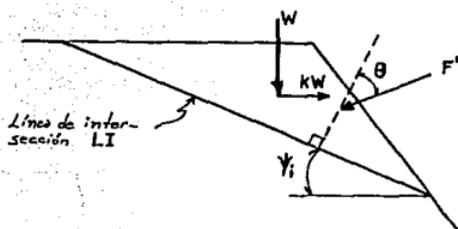


a) Método bidimensional.

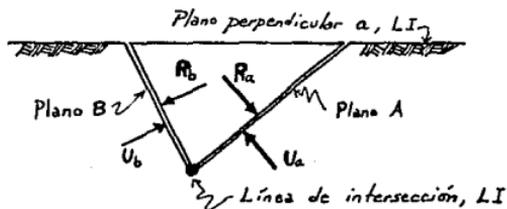


b) Método de la cuña.

**Fig. 4. 16.- Métodos de análisis de estabilidad de taludes rocosos.**



- a) Plano vertical que contiene a la línea de intersección de los planos A y B.



- b) Plano perpendicular a la línea de intersección.

Fig. 4. 17.- Geometría y fuerzas que intervienen en la estabilidad de la cuña.

- $A_a, A_b$  superficie de los planos A y B.  
 $U_a, U_b$  fuerza de subpresión de los planos A y B.  
 $R_a, R_b$  reacción, en los planos A y B, debida a las fuerzas  $W, kW$  y  $F$ .  
 $W$  peso de la cuña.  
 $k$  coeficiente sísmico.  
 $F$  fuerza debida a anclas.  
 $\psi$ : ángulo que forma la línea de intersección de los planos A y B con la horizontal.  
 $F'$  componente de  $F$ , paralelo al plano vertical que pasa por la línea de intersección de los planos A y B.  
 $\theta$  ángulo que forma  $F'$  con la normal a la línea de intersección de los planos A y B.

Quando  $c_a, c_b, U_a, U_b, k$  y  $F$  valen cero, el factor de seguridad se puede calcular en la siguiente forma:

$$FS = a \tan \phi_a + b \tan \phi_b \quad (4. 32)$$

donde:

a y b son variables cuyo valor se obtiene de las figuras 4. 18. a 4. 21.

El plano A corresponde al plano de menor echado.

Los factores de seguridad mínimos serán de 1.5 en condiciones estáticas y 1.1 en vaciado rápido o con sismo. Si no se tiene la seguridad de que el talud estará siempre drenado ( $U_a$  y  $U_b$  iguales a cero) puede emplearse la fórmula anterior con un factor de

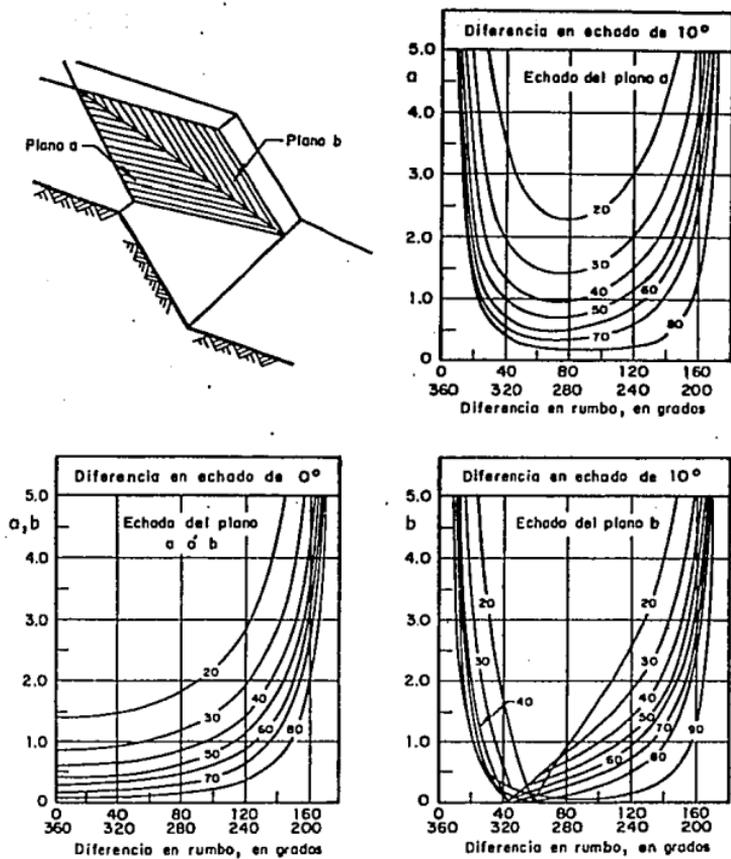


Fig. 4. 18.- Valores de a y b. Diferencia en echados igual a 0° y 10°.

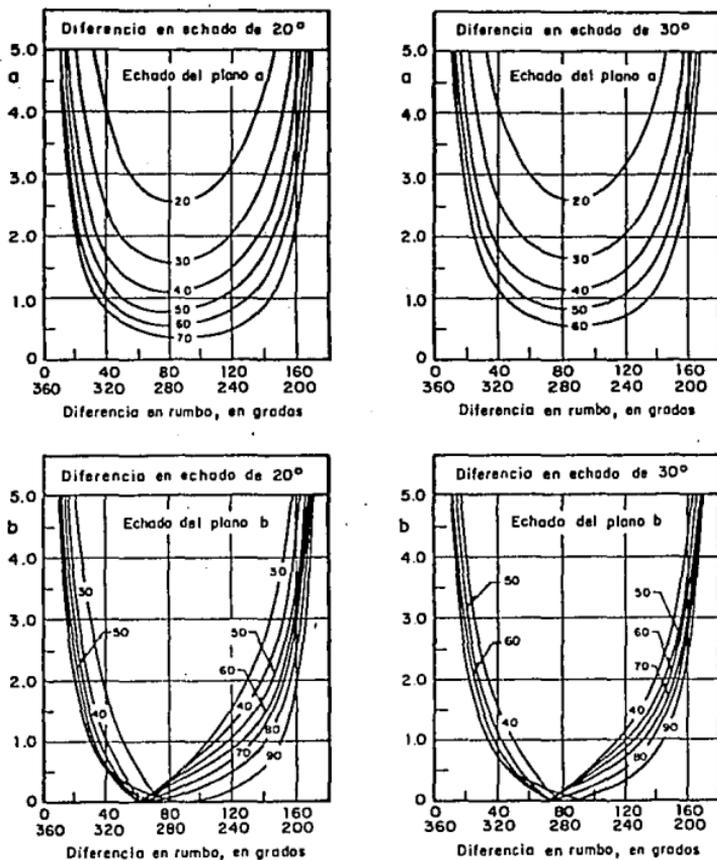


Fig. 4. 19.- Valores de a y b. Diferencia en echados igual a 20° y 30°.

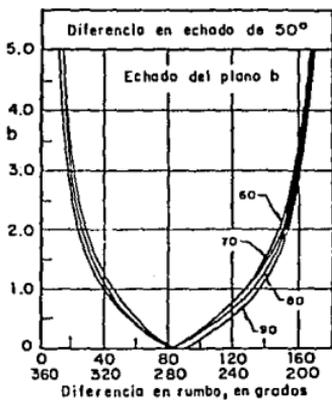
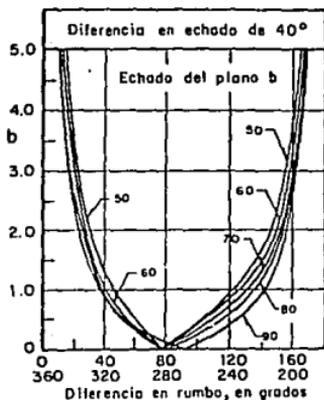
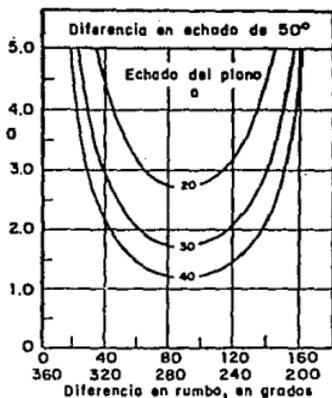
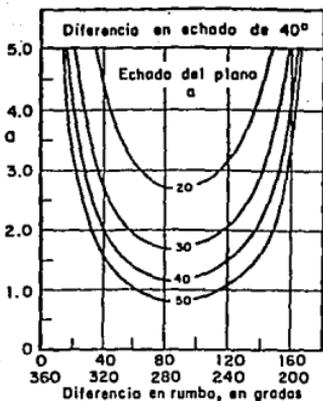


Fig. 4. 20.- Valores de a y b. Diferencia en echados igual a  $40^\circ$  y  $50^\circ$ .

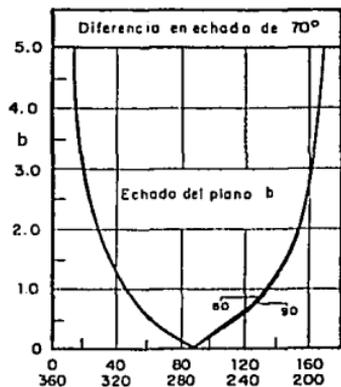
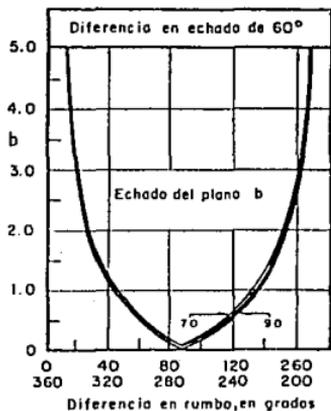
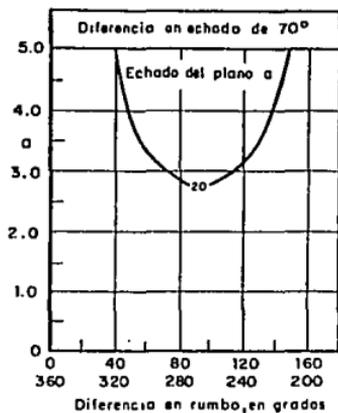
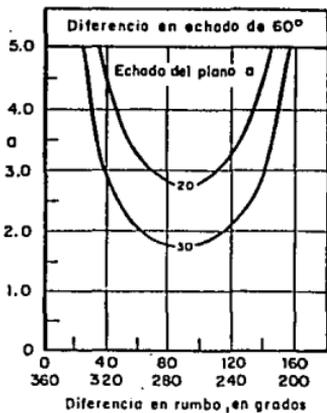


Fig. 4. 21.- Valores de a y b. Diferencia en echados igual a  $60^\circ$  y  $70^\circ$ .

seguridad mínimo de 3.

### 3.- Fallas por volteo (comentarios).

Este tipo de falla puede presentarse en taludes en que los planos de debilidad tengan echado muy grande o donde se presenten rocas estratificadas.

En la fig. 4. 22. se muestra un caso típico de falla por volteo. La falla ocurre según un mecanismo de rotación respecto a un eje que usualmente se localiza en las partes inferiores de los bloques. Las fuerzas que intervienen son el peso de los bloques, los empujes debidos a otros bloques inestables y las ondas producidas por vibraciones microsísmicas.

Cuando se presenta este tipo de falla, se notan desprendimientos de bloques en la cara del talud.

#### d).- Mejoramiento de la estabilidad.

Cuando un talud se encuentra inestable, podrá mejorarse su estabilidad mediante una de las siguientes soluciones: disminución de las fuerzas actuantes, aumento de las fuerzas resistentes o una combinación de ambas.

##### 1.- Disminución de las fuerzas actuantes (fig. 4. 23.).

- Quitar peso en algunas zonas.

Esta solución no es muy efectiva cuando la superficie de

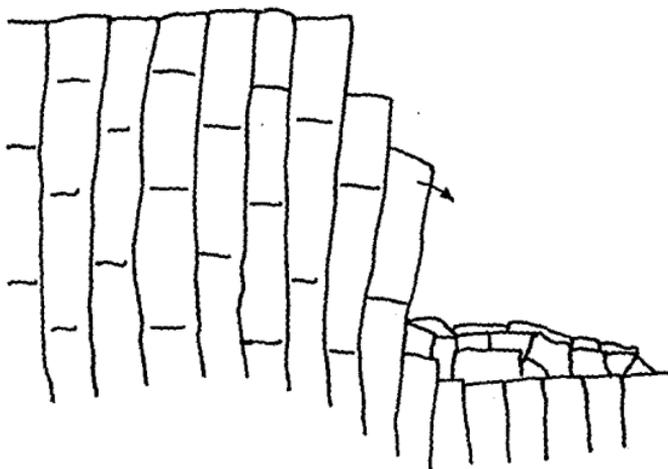


Fig. 4. 22.- Palla por volteo.

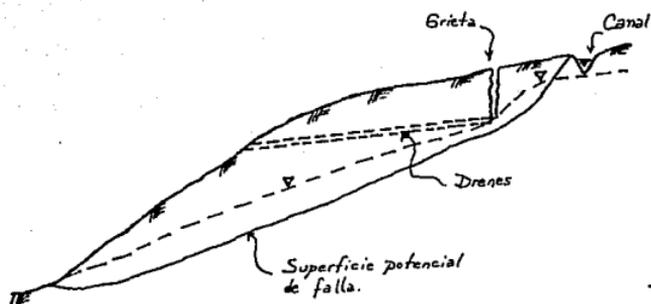


Fig. 4. 23.- Drenes y canales para disminuir las fuerzas actuantes.

deslizamiento es un plano con inclinación constante. Si existe presión de agua independiente del peso actuante, esta solución puede ser contraproducente. Si la superficie de deslizamiento está formada por varios planos, será conveniente quitar peso a los bloques arriba de los planos con mayor inclinación.

- Evitar presiones hidrostáticas en las grietas de tensión.

Para lograrlo se debe canalizar el agua superficial evitando que penetre en la grieta de tensión. También se pueden instalar drenes que liberen la presión hidrostática (fig. 4. 23.).

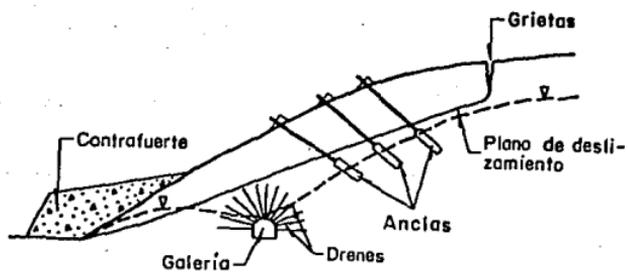
## 2.- Aumento de las fuerzas resistentes (fig. 4. 24.).

- Drenaje en la superficie de falla.

Esto reducirá las presiones de agua actuantes en el plano de deslizamiento aumentando el esfuerzo normal efectivo, y, por tanto, aumentando la resistencia.

- Fuerzas debidas a anclas.

Se pueden considerar dos componentes; uno, normal al plano de deslizamiento, que aumenta la resistencia por fricción, y otro, paralelo al plano de deslizamiento, que se resta de las fuerzas actuantes. En la fig. 4. 25. se muestra un caso típico en que las anclas pueden mejorar notablemente la estabilidad de un talud en roca.



**Fig. 4. 24.- Aumento de las fuerzas resistentes.**

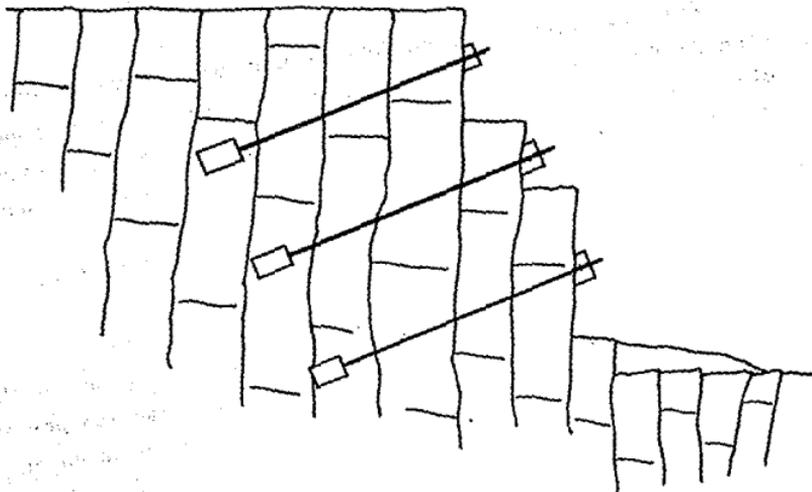


Fig. 4. 25.- Anclas para evitar la falla por volteo.

- Contrafuertes.

Son estructuras masivas de concreto o mampostería que se colocan en la base del talud y que proporcionan fuerzas resistentes adicionales.

- Colocar peso en algunas zonas.

Esta solución actúa en forma contraria al caso de disminución de fuerzas actuantes. Se usa en el caso de que la superficie de deslizamiento esté formada por varios planos, colocando peso en los bloques arriba de los planos con menor inclinación.

4. 3. 1. 2.- Anclaje para la estabilidad de taludes.

Las masas rocosas que son inestables pueden convertirse en rocas estables y competentes por medio de barras de acero, denominadas anclas, instaladas en su interior.

Las funciones básicas que desempeña el anclaje son: la de proporcionar resistencia al corte y a la tensión, que la masa rocosa no tiene, y la de soportar en forma directa el peso de una cierta porción de roca al tender a separarse del macizo.

a).- Ventajas que representa el uso de anclas.

Además de las dos grandes ventajas mencionadas anteriormente, el uso de anclas nos servirá para:

1. Utilizarlas como elementos auxiliares para estabilizar taludes, cortes en roca, etc.

2. Pueden emplearse en combinación con estructuras convencionales de ademe como son los marcos de acero y madera, el concreto lanzado, mallas de alambre, soleras, etc., para garantizar el soporte de la excavación.

3. Acelerar el avance de la excavación dada la rapidez y facilidad de instalación.

4. Proporcionan una economía que en algunos casos representa hasta un 50% en costo y tiempo, comparado con otros sistemas de soporte.

5. Mediante una sencilla instrumentación puede controlarse el correcto funcionamiento del sistema, lo que redundará en una mayor seguridad de la excavación.

6. No obstruyen las maniobras de excavación, ya que al ocupar el mínimo de espacio la sección excavada queda prácticamente libre una vez colocadas las anclas.

7. Permiten sujetar instalaciones básicas para el desarrollo de la excavación (tuberías para agua, cables de luz, conductos de aire a presión, etc.).

## b).- Tipos de anclas.

Son de dos tipos: las anclas de tensión y las anclas de fricción.

### 1.- Anclas de tensión.

Los primeros pernos de roca fueron dotados de cuñas formadas con la varilla misma y un elemento auxiliar para formar la parte en que el perno se sujeta a la roca. Posteriormente se desarrollaron elementos mecánicos para sujetar el perno de anclaje, o ancla, a la roca, mediante el accionamiento de éste elemento, denominado expansor, y para el cual se conocen diseños en que la expansión se realiza paralelamente a la superficie del barrenado (fig. 4. 26.), y otros en que dicha expansión presiona las paredes del barrenado en un punto de contacto inicial y progresa posteriormente apoyando un tramo del elemento expansor sobre la roca. En ambos casos, estas anclas se conocen como "de tensión".

Las anclas tensadas ayudan a incrementar el esfuerzo normal en las discontinuidades de la masa rocosa aumentando, en consecuencia, su resistencia al corte.

Cuando el esfuerzo normal proporcionado por las anclas tensadas es pequeño, su función principal será la de absorber esfuerzos de tensión. Son útiles en taludes y en macizos en los que se generan esfuerzos de tensión y existe tendencia a la separación de los bloques.

Existen dos tipos de anclas de tensión:

LOS COMPONENTES DEL ANCLA MODELO GS-AE  $\frac{5}{8}$ "

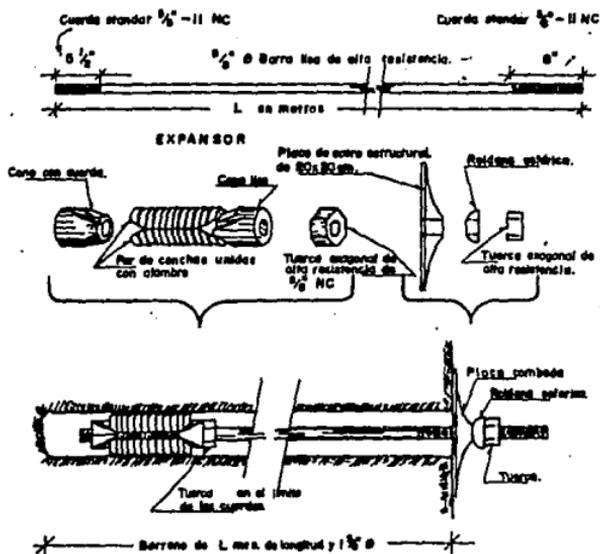


Fig. 4. 26.- Modelo típico de anclas de tensión con expansor de abertura paralela.

Uno es el que el extremo interior queda ahogado en un cemento que se introduce antes que el ancla, en forma de embutidos o salamis de resina, o se inyecta posteriormente mediante una manguera o a través del interior mismo del ancla.

Otro tipo es el que el extremo interior es anclado por medio de un expansor.

Después de fijar el extremo interior, se tensiona el ancla mediante un gato hidráulico desde su extremo exterior que se fija con una placa y una tuerca.

Los diferentes tipos de anclas de tensión varían únicamente en la forma en que se fijan a la roca y en su capacidad.

En zonas donde la roca se encuentra estratificada con inclinación desfavorable a la excavación de un corte o talud, pueden utilizarse este tipo de anclas para mejorar las condiciones de estabilidad y obtener pendientes que resulten económicas. El trabajo de estas anclas en este tipo de macizos consistirá en comprimir entre sí los estratos obteniendo como resultado una mayor fricción entre ellos y permitiendo, por tanto, la selección de pendientes mayores. En algunos casos, estos sistemas se usan para soportar estratos débiles (estructuralmente hablando), anclándolos en formaciones más resistentes o menos alteradas.

Las partes más importantes de las anclas de tensión (fig. 4. 26.) son las siguientes:

- . Expansor mecánico de expansión paralela.

- . Barra lisa o corrugada con cuerda estándar en ambos extremos.
- . Placa semiesférica de apoyo, rondana esférica y tuerca de alta resistencia.

## 2.- Anclas de fricción.

El empleo de las anclas en roca de menor calidad, esto es, con un alto grado de fisuración y aún en rocas constituidas por materiales granulares, indujo a los ingenieros a emplear anclas que pudieran tener contacto con la roca a todo lo largo del barreno en que se instalan (fig. 4. 27.); así, se conocen anclas en las cuales, la varilla que las forma, queda embebida en mortero de cemento (Anclas "SN", Anclas "Perfo"), otras en que el elemento de relleno es una lechada de cemento Portland (Anclas "Williams", Anclas "GSP") y recientemente, el elemento cementante se ha elaborado a base de resinas. Por la forma en que funcionan, las anclas rellenas se conocen como "de fricción".

La función de las anclas de fricción es similar a la de las barras de acero de refuerzo en el concreto armado, esto es, constituyen el elemento de soporte de los esfuerzos de tensión que la roca es incapaz de resistir.

Los elementos más importantes que constituyen una ancla de fricción son:

- . Expansor para fijar y centrar el ancla.
- . Barra corrugada con cuerda estándar en un extremo.

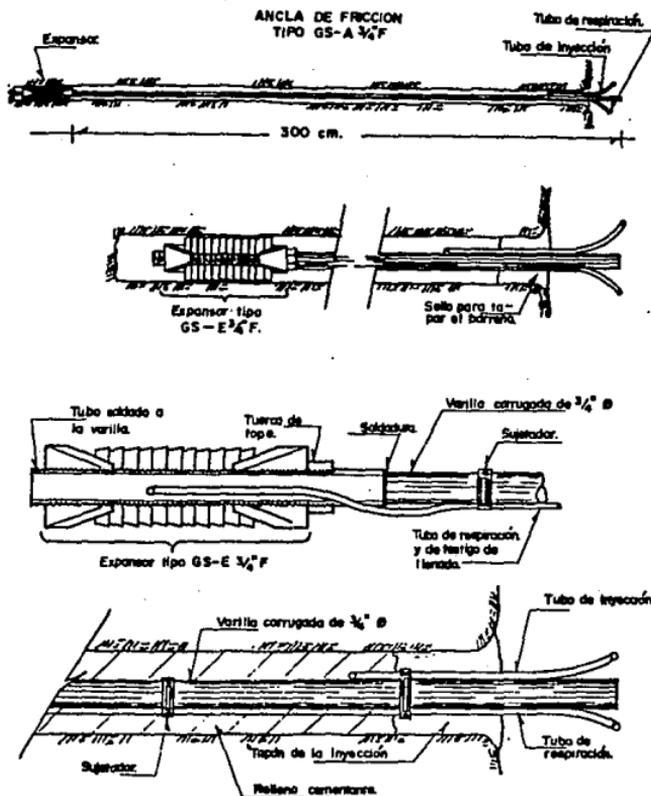


Fig. 4. 27.- Modelo típico de anclas de fricción (barreno relleno con cementantes).

- . Tubo de inyección.
- . Tubo de respiración y testigo del llenado.

c).- Resistencia de las anclas.

En general, se puede decir que en las anclas de tensión, cuyo expansor ha sido diseñado adecuadamente y se colocan como refuerzo de una roca que las admite, la resistencia de las anclas debe ser la resistencia de la varilla que las constituye, sin embargo, las limitaciones para la fabricación, colocación y control de sujeción de los expansores, motivan que la resistencia a la extracción esté definida por el grado de empotramiento que pueda lograrse del expansor en la roca y que, en más de los casos, es del orden de la fuerza de tensión que provoca los esfuerzos al límite elástico en la varilla del ancla.

En anclas rellenas, ya sea con mortero, resinas o lechadas de cemento inyectadas, si la colocación y el relleno se ejecutan adecuadamente, la resistencia del ancla a la extracción está definida por la resistencia de la varilla.

Los resultados de las pruebas de extracción efectuadas en anclas colocadas en el proceso normal de trabajos muestran que, en general, se obtienen resistencias a la extracción definidas por la tensión de ruptura de la varilla; sin embargo, los defectos en la inyección y el uso de materiales inadecuados para la elaboración de la lechada de relleno, se traducen en reducciones de la resistencia a valores muy inferiores a la capacidad de la varilla; las fallas en las anclas, que no son por ruptura en la varilla, se presentan por adherencia entre ésta y la lechada.

Según puede concluirse de los resultados de pruebas de campo, la capacidad de trabajo de las anclas, usualmente establecida en  $2/3$  de los esfuerzos al límite elástico en la varilla, puede lograrse sin dificultad si se emplean los materiales adecuados en la elaboración del relleno y éste se ejecuta correctamente, sobre todo en cuanto a la certificación del llenado del barreno.

Los diámetros más usados en las varillas de las anclas fluctúan entre  $3/4$  y 1 pulgada.

d).- Perforación de barrenos.

El diámetro de los barrenos de anclaje depende del tipo de ancla. A título indicativo, el diámetro del barreno es más o menos el doble del de la barra de anclaje.

Para las anclas de fricción, el diámetro de los barrenos de anclaje debe ser el de la barra de anclaje, aumentando de 4 a 8 mm para el confinamiento de la resina, y de 10 a 15 mm para el confinamiento con mortero.

Dentro de lo posible, es conveniente orientar los barrenos perpendicularmente al sistema principal de fracturas del macizo rocoso a fin de disminuir al máximo las discontinuidades. El ángulo del ancla con la pared deberá ser más bien superior a  $60^{\circ}$ . Se recomienda que la boca del barreno sea situada, en lo posible, en una zona de roca intacta sin fisuras.

La longitud del barreno de perforación (medido a partir de la pared y del revestimiento eventual) debe ser tal que cuando dis-

minuya la longitud de la rosca, para el anclaje con confinamiento de resina, la longitud óptima de perforación deberá ser rigurosamente respetada.

Al término de la perforación hay que limpiar el barreno con aire comprimido o con agua para asegurar una buena adherencia de la resina o del mortero a la pared del barreno de anclaje.

Puede ser útil, si hay riesgo de caída de bloques durante las operaciones de anclaje, el proyectar sobre la superficie excavada una capa delgada (3 a 5 cm) de concreto sobreacelerado, llamada "capa de seguridad". Esta operación interviene antes de la perforación de barrenos de anclaje.

#### e).- Cálculo de las anclas.

Se calcula primero la fuerza de anclaje,  $F$ , necesaria para la estabilidad del talud (ver inciso 4. 3. 1. 1.). El segundo paso es el cálculo del número de anclas necesarias, dividiendo la fuerza de anclaje  $F$  entre la capacidad de trabajo de un ancla. La capacidad de trabajo de un ancla (barra de acero) se obtiene multiplicando el área de su sección transversal por el límite de fluencia del acero de la barra.

El mínimo número de anclas de la mayor capacidad disponible es lo que resulta más económico debido al ahorro de metros de perforación. Sin embargo, existe una limitación en el espaciamiento de las anclas; en masas rocosas muy fisuradas, formadas de bloques pequeños, y en rocas blandas y alteradas, el espaciamiento no debe ser mayor que la mitad de la longitud del ancla;

en rocas constituidas por bloques grandes y bien interconectados, el espaciamiento debe ser menor o igual a la dimensión promedio de los bloques en el sentido del espaciamiento. En todo caso debe evitarse la posibilidad de movimiento de la masa rocosa en su conjunto o en sus partes.

f).- Diseño de las anclas.

Para el diseño de las anclas que constituirán el elemento de estabilidad de taludes excavados en roca, se presenta el siguiente análisis:

El criterio para determinar la longitud de las anclas considera que éstas deben prolongarse detrás de la zona de posible deslizamiento, determinada por el ángulo  $\beta$  formado con respecto a la horizontal, y que es igual a:

$$\beta = 45^\circ + \frac{\phi}{2} \quad (4.33)$$

donde;

$\phi$  es el ángulo de fricción de los materiales que constituyen el talud retenido por las anclas.

A partir de este plano de deslizamiento (fig. 4. 28.) el ancla tendrá la longitud necesaria para transferir la tensión al suelo como esfuerzo cortante en la interfase ancla-suelo. Broms (1968) y Littlejohn (1970) establecieron la siguiente ecuación para estimar la carga por fricción:

$$P_u = P_i \cdot D \cdot \pi \cdot L \cdot \tan \phi \cdot F_k \quad (4.34)$$

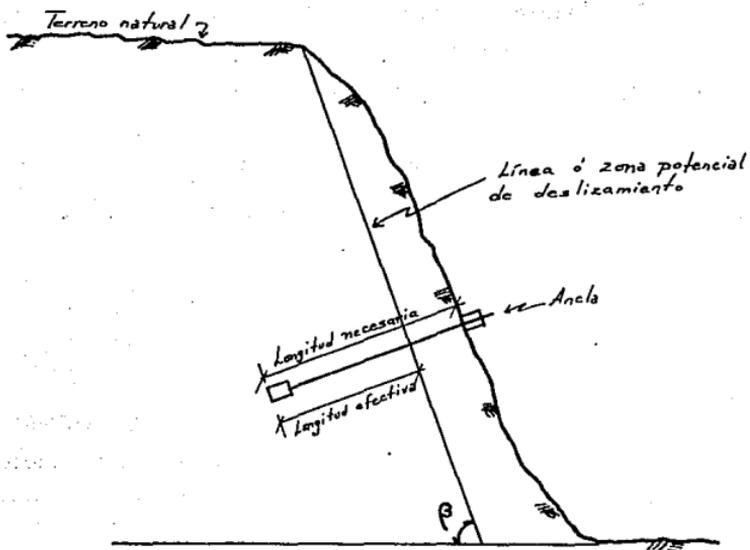


Fig. 4. 28.- Plano o línea potencial de deslizamiento.

donde:

- P<sub>u</sub> capacidad del ancla,
- P<sub>i</sub> presión a la que se inyecta la lechada,
- $\pi$  3.1416,
- D diámetro del barreno,
- L longitud del bulbo (longitud activa del ancla),
- $\phi$  ángulo de fricción interna del suelo en la que se instala el ancla,
- F<sub>R</sub> factor de reducción.

Por lo tanto, de la anterior ecuación, la longitud del ancla necesaria será:

$$L = \frac{P_u}{P_i \cdot \pi \cdot D \cdot \tan \phi \cdot F_R} \quad (4. 35)$$

g).- Control del anclaje.

A continuación se abordan los medios de control del anclaje y los ensayos de tracción y de torsión sobre anclas instaladas.

1.- Medios de control.

Para asegurar la calidad y eficacia del anclaje, cinco tipos de control deben efectuarse, los cuales son:

- Un control de la calidad de los componentes (ancla, expansor, resina, mortero); en particular el endurecimiento de diversos morteros considerados y sus características mecánicas (resistencia a la compresión simple), se deben estudiar antes del ini-

cio de los trabajos.

- Un control estadístico de longitudes no fijadas de anclajes; para esto las placas de apoyo serán retiradas una por una, la longitud libre medida por medio de un alambre y las placas vueltas a colocar en su lugar.

- Pruebas de rompimiento in situ sobre el fijamiento de las anclas por tracción o torsión.

- Ensayes de extracción sobre las anclas pretensadas.

- Medidas de tensión en la cabeza del ancla por medio de células dinámométricas introducidas por instalación fija entre placas y tuercas, de donde la deformación es tomada periódicamente como un comparador.

## 2.- Ensayes de tracción y de torsión sobre anclas instaladas.

El control del anclaje propiamente dicho puede hacerse con la ayuda de un gato hueco que permite jalar sobre la cabeza del ancla, apoyándose en la pared rocosa en el contorno de la placa de apoyo del ancla.

El alargamiento del ancla y del recubrimiento de resina o de mortero se mide con la ayuda de un comparador, lo cual permite trazar una curva esfuerzo-deformación característica importante del ancla fijada. Se obtendrá el valor de la presión o de la fuerza correspondiente, sea a la extracción por socavado del an-

claje (ancla y resina o mortero), sea el deslizamiento del ancla en el confinamiento, sea el incrustamiento de la placa de apoyo en el macizo rocoso, sea el fin a la ruptura de la barra misma. Este ensaye necesita que la cabeza del ancla esté provista de un armado que permita poder instalar el gato de prueba.

Otro método consiste en medir el par de desconfinamiento del ancla aplicando un momento de torsión con la ayuda de una llave de brazo largo de palanca que se carga progresivamente; este dispositivo no necesita que el ancla sea roscada.

Una forma de probar el fijamiento así mismo, se hace necesario el llevar a cabo ensayes de extracción en las anclas de poca profundidad (0.5 a 1.0 m) de tal forma de evitar tener una ruptura en la cabeza del ancla. En fin, todo valor de resistencia de un tipo de anclaje en un talud dado, será la medida de cuando menos cinco ensayes de tracción efectuados en condiciones idénticas. Una dispersión de los resultados es un efecto observado, lo que hace necesario que todos los parámetros sean tomados con el más grande cuidado durante el ensaye.

En cada caso particular corresponderá al constructor definir el valor de las fuerzas de anclaje a esperar con una cierta probabilidad (80%). Para las anclas con mortero, una fuerza mínima podrá ser exigida a corto término (8 y 24 hrs.).

#### 4. 3. 2.- Efectos en la estabilidad de obras subterráneas.

Un macizo rocoso que no haya sido alterado por las obras hechas por el hombre presenta un cierto estado de esfuerzos. El proceso de excavación de una obra subterránea produce nuevos estados de esfuerzos que serán función de las diferentes etapas de construcción. Es importante considerar así mismo, que la construcción de un túnel no sólo cambia las condiciones de esfuerzo, sino que en muchos casos también las condiciones de la roca misma. Tal es el caso de las explosiones que comúnmente fracturan y reducen la resistencia de la roca alrededor del túnel.

A continuación se estudiarán algunos métodos de diseño de obras subterráneas en roca de alta y baja calidad, los daños que las ondas producidas por explosiones provocan en los túneles, así como también algunas formas de soporte y estabilización de dichas obras.

##### 4. 3. 2. 1.- Diseño de obras subterráneas.

Se abordará el diseño de obras subterráneas en roca de alta y baja calidad.

###### a).- Diseño de obras en roca de alta calidad.

Las obras subterráneas en roca de alta calidad considerada como un medio elástico se diseñan de modo que los esfuerzos máximos que se inducen al construir la obra no alcancen niveles que puedan producir inestabilidad o flujo de la roca hacia el in

terior de la excavación.

La obra deberá mantenerse sin deformaciones importantes y estable, sin soportes estructurales.

#### 1.- Obras en roca masiva.

En la localización y diseño de obras subterráneas en roca masiva de alta calidad, las zonas que demandan mayor atención son las intersecciones con las discontinuidades geológicas de gran escala.

La orientación de los túneles perpendicular a las discontinuidades geológicas es la que ofrece mayor estabilidad.

#### I.- Obras aisladas.

El diseño o la evaluación de la estabilidad de una obra aislada construida en roca masiva debe constar de los pasos siguientes:

- Es necesario, en primer lugar, conocer el valor de los esfuerzos internos existentes antes de la excavación. La medición in situ de los esfuerzos del macizo previos a la construcción se realiza mediante los procedimientos descritos en el Capítulo 2.

- Los valores máximos de esfuerzos de tensión y de compresión se llaman esfuerzos críticos. Es necesario determinar los esfuerzos máximos de tensión o de compresión inducidos por la realización de la obra.

- Determinar la resistencia de la roca a compresión y a tensión mediante ensayos de laboratorio.

- Seleccionar un factor de seguridad apropiado de acuerdo con el criterio adoptado. El factor de seguridad ( $F_g$ ) es el cociente entre la resistencia y el esfuerzo máximo actuante. Se aplica para compensar las diferencias que generalmente existen entre la resistencia medida en el laboratorio y la resistencia de la roca en la obra y para compensar también los errores que se introducen en las teorías aplicadas al calcular los esfuerzos.

- Diseñar la obra subterránea de manera que el valor de los esfuerzos críticos sea igual o menor que la resistencia de la roca dividida entre el factor de seguridad. Si se trata de evaluar la estabilidad de una obra después de haber sido construida, esta evaluación deberá realizarse a partir del cálculo de su factor de seguridad.

Algunos autores afirman que es adecuado aplicar un factor de seguridad de 2 a 4 en miembros estructurales que trabajen en compresión, como las paredes y los pilares de una obra subterránea, y un factor de seguridad de 4 a 8 en miembros en tensión como son, por ejemplo, los estratos horizontales que trabajan como losas con dos apoyos.

## II.- Conjunto de obras paralelas.

El estado de esfuerzos inducido por obras aisladas sufre modificaciones debido a la influencia de otras obras cuando la distancia que las separa es menor de dos diámetros. En pro

yectos hidroeléctricos, vías férreas, carreteras y sobre todo en minería es común que las obras subterráneas sean múltiples y que interfieran entre sí de manera importante.

Debido a que el problema de determinar la magnitud y distribución de esfuerzos alrededor de conjuntos de obras subterráneas es complejo, sólo se cuenta con algunas soluciones de esfuerzos correspondientes a sistemas de túneles paralelos de secciones transversales simples (círculo y óvalo) que permiten obtener valores aproximados que pueden emplearse en el diseño de las obras o para la evaluación de su estabilidad.

### III.- Intersección de excavaciones.

Los análisis de esfuerzos efectuados por Riley en materiales elásticos en intersecciones en forma de "T", "L" y "Cruz" muestran que en estos materiales sin soportes, el valor de los esfuerzos críticos aumentan un 60% en la esquina de la intersección, disminuyendo linealmente hasta alcanzar el que corresponde a una obra aislada de igual sección transversal a distancias de un diámetro de la intersección.

## 2.- Obras en roca competente estratificada.

### I.- Obra aislada.

#### . Estratificación horizontal

Cuando se excava una obra en roca estratificada horizontalmente, el techo queda generalmente formado por un pla-

no de estratificación. Dada la reducida resistencia a la tensión en las fronteras entre estratos, uno o varios de los estratos - del techo pierden adherencia con la roca suprayacente en el momento de la excavación o después de algún tiempo y se flexionan hacia el interior de la excavación. El estrato o estratos del techo que pierden adherencia con los estratos suprayacentes se han denominado "techo inmediato", y los estratos suprayacentes "techo principal".

La resistencia a la compresión de la roca estratificada es - prácticamente igual a la resistencia de la roca masiva, siempre que los esfuerzos críticos sean perpendiculares a los planos de estratificación, debido a que la roca falla a través de los estratos y no en la dirección de los planos de debilidad.

La deformación que puede soportar con el tiempo un techo inmediato constituido por estratos de roca inelástica puede preverse aproximadamente a partir de los resultados de mediciones deformación-tiempo en ensayos en socavones de prueba.

Los esfuerzos críticos en el techo principal de una excavación horizontal se pueden estimar por los procedimientos expuestos para obras en roca masiva. El análisis de estabilidad del techo principal se lleva a cabo en la forma descrita también en las obras en roca masiva.

En roca elástica, los esfuerzos críticos del techo inmediato pueden calcularse a partir de la solución para traveses o losas elásticas empotradas en sus extremos, cargadas solamente por peso propio. Esta solución es bastante simple cuando: el espesor -

de los estratos es uniforme; no existen fuerzas externas, ni esfuerzos internos horizontales importantes; la roca de los estratos es elástica-lineal; los extremos del techo inmediato pueden considerarse rígidamente empotrados entre la roca suprayacente y las paredes laterales.

Por lo tanto, los esfuerzos críticos del techo inmediato, en masas de roca elástica, pueden calcularse mediante los procedimientos que se señalan a continuación:

.. Excavación más larga que ancha.

Cuando la longitud de la excavación es mayor - que el doble de su anchura se emplea la solución de la viga doblemente empotrada para obtener los esfuerzos críticos.

Los esfuerzos máximos de tensión y de corte, y la deflexión - al centro del claro son:

$$\sigma_{\text{máx}} = \frac{\gamma L^2}{2t} \quad (4. 36)$$

$$\tau_{\text{máx}} = \frac{3\gamma L}{4} \quad (4. 37)$$

$$\eta_{\text{máx}} = \frac{\gamma L^4}{32 E t^3} \quad (4. 38)$$

donde:

$\sigma_{\text{máx}}$  esfuerzo normal de tensión máximo.

$\tau_{\text{máx}}$  esfuerzo cortante máximo.

$\eta_{\text{máx}}$  deflexión máxima.

$L$  ancho de la excavación.

t espesor del estrato.

E módulo de elasticidad de la roca.

$\gamma$  peso volumétrico de la roca.

Los esfuerzos normales máximos de compresión y tensión ocurren en los extremos laterales de la viga.

Debido a que la roca es mucho más resistente a compresión que a tensión y cortante, sólo se consideran los esfuerzos de tensión y cortante. Por otra parte, el esfuerzo cortante máximo es directamente proporcional al claro y el esfuerzo máximo de tensión es directamente proporcional al cuadrado del claro e inversamente proporcional al espesor del estrato.

relación entre estos dos esfuerzos es:

$$\frac{\sigma_{\max}}{\tau_{\max}} = \frac{2L}{3t} \quad (4.39)$$

De acuerdo con esta relación, si el claro es mayor de vez y media el espesor del estrato ( $L > 1.5 t$ ), el esfuerzo máximo de tensión será mayor que el esfuerzo cortante máximo. Además, ya que la resistencia a la tensión de la roca es menor que su resistencia al esfuerzo cortante, en el diseño del claro sólo se utiliza el valor del esfuerzo máximo de tensión.

La ecuación 4.36 para fines de diseño del claro estable se escribe en la forma:

$$L = \sqrt{\frac{2R_t t}{\gamma F_3}} \quad (4.40)$$

donde, el esfuerzo normal de tensión máximo,  $\sigma_{m\acute{a}x}$ , ha sido sustituido por la resistencia a la tensión de la roca,  $R_t$ , dividida entre el factor de seguridad,  $F_s$ .

.. Excavación rectangular.

En una losa rectangular elástica de dimensiones  $a$  x  $b$ , empotrada en sus cuatro lados, el esfuerzo máximo de tensión y la deflexión al centro del claro son:

$$\sigma_{m\acute{a}x} = \frac{c \beta \gamma a^2}{t} \quad (4. 41)$$

$$\eta_{m\acute{a}x} = \frac{\alpha \gamma a^4}{E t^3} \quad (4. 42)$$

donde:

$a$  ancho.

$b$  longitud.

$\alpha, \beta$  constantes.

Para fines de diseño, la ec. 4. 41 se transforma, sustituyendo el esfuerzo máximo de tensión,  $\sigma_{m\acute{a}x}$ , por la resistencia a la tensión de la roca,  $R_t$ , dividida entre el factor de seguridad,  $F_s$ , y ya transformada de ahí se despeja la anchura,  $a$ , quedando:

$$a = \sqrt{\frac{R_t t}{c \beta \gamma F_s}} \quad (4. 43)$$

En la tabla 4. 2. se proporcionan los valores de las constantes  $\alpha$  y  $\beta$  correspondientes a varios valores de la relación  $b/a$ .

b/a	$\alpha$	$\beta$	b/a	$\alpha$	$\beta$
1.0	0.0138	0.0513	1.6	0.0251	0.0780
1.1	0.0164	0.0581	1.7	0.0260	0.0799
1.2	0.0188	0.0639	1.8	0.0267	0.0812
1.3	0.0209	0.0687	1.9	0.0277	0.0822
1.4	0.0226	0.0726	2.0	0.0277	0.0829
1.5	0.0240	0.0757			

TABLA 4. 2.- Constantes que intervienen en las ecuaciones -  
4. 41, 4. 42 y 4. 43.

$$\sigma_{\text{máx}} = \frac{\gamma L^2}{2t} \cos \theta \quad (4. 44)$$

$$L = \sqrt{\frac{2R_e t}{\gamma F_s \cos \theta}} \quad (4. 45)$$

Estas dos últimas fórmulas se aplican cuando el techo inmediato forma un ángulo de inclinación  $\theta$  respecto a la horizontal. - Dicha inclinación puede ser tanto en sentido longitudinal como - en sentido transversal.

.. Presión de agua o gases entre los estratos.

Quando existe presión de agua o gas entre los estratos, los esfuerzos y la deflexión aumentan. Esta presión actúa como una carga externa y uniforme sobre el techo inmediato.

Una presión del orden de  $0.1 \text{ kg/cm}^2$  basta para aumentar al doble el esfuerzo de tensión en un estrato de  $0.40 \text{ m}$  de espesor. -

Por tanto, dada la importancia de las cargas de fluidos a presión entre los estratos, es conveniente verificar cuidadosamente su presencia, y en caso de existir, deberá aliviarse mediante barrenos que atraviesen el techo inmediato.

En resumen, cuando existe una presión de agua o gas (P) entre los estratos los esfuerzos se estiman mediante la siguiente ecuación:

$$\sigma_{\text{máx}} = \frac{\gamma L^2}{2t} - \frac{PL^2}{2t^3} \quad (4.46)$$

Si el techo inmediato está formado por cierto número (n) de estratos, el peso volumétrico del estrato inferior ( $\gamma$ ) empleado en las expresiones 4.36, 4.37, 4.38, 4.40, 4.44 y 4.45 deberá modificarse de acuerdo con la relación:

$$\gamma_{\text{mod}} = \frac{E_1 t_1^3 (\gamma_1 t_1 + \gamma_2 t_2 + \dots + \gamma_n t_n)}{E_1 t_1^3 + E_2 t_2^3 + E_n t_n^3} \quad (4.47)$$

donde:

- $\gamma_{\text{mod}}$  peso volumétrico modificado del estrato inferior.
- $E_1$  módulo de elasticidad del estrato inferior.
- $E_2$  módulo de elasticidad del estrato superior.
- $E_n$  módulo de elasticidad del estrato n.
- $\gamma_1$  peso volumétrico del estrato inferior.
- $\gamma_2$  peso volumétrico del estrato superior.
- $\gamma_n$  peso volumétrico del estrato n.
- $t_1$  espesor del estrato inferior.
- $t_2$  espesor del estrato superior.
- $t_n$  espesor del estrato n.

Quando los estratos que constituyen el techo inmediato son de espesor, deformabilidad y peso volumétrico diferentes, el número de estratos que constituyen el techo inmediato puede determinarse paso a paso calculando el peso volumétrico modificado de los primeros dos estratos, los primeros tres, los primeros cuatro, - etc., hasta que el peso volumétrico modificado permanezca constante.

Si el módulo de elasticidad y el peso volumétrico son los mismos en dos estratos, el valor máximo de  $\gamma_{mod}$  es igual a  $4/3 \gamma_i$  y ocurre cuando el estrato superior tiene un espesor igual a la mitad del espesor del estrato inferior. Por lo anterior, el esfuerzo máximo que puede producirse en el estrato inferior es de 33.33% mayor que el que soportaría considerando solamente el peso propio.

. Estratificación no paralela al techo.

La estratificación en una masa rocosa induce no sólo una alteración de la distribución de los esfuerzos alrededor de la obra subterránea, sino que altera también las propiedades mecánicas de las rocas y, por tanto, afecta también la estabilidad de la obra.

La determinación de la distribución de esfuerzos debida a una obra subterránea construida dentro de una masa rocosa con estratificación inclinada es un problema complejo. La resistencia de la masa rocosa estratificada depende tanto de la resistencia de los planos de debilidad como de su orientación favorable o desfavorable a la estabilidad. En general, no sólo es difícil determi

nar la resistencia de los planos de estratificación, sino también determinar la localización, geometría y variación de las propiedades mecánicas de las discontinuidades secundarias de la masa rocosa involucrada.

Por lo anterior, los problemas de estabilidad en masas rocosas estratificadas de alta calidad se solucionan con base en consideraciones geométricas y mecánicas de las mismas masas analizadas.

## II.- Conjunto de obras paralelas.

En conjuntos de obras en roca estratificada horizontalmente se recomienda suponer que no existe en el techo inmediato influencia de una obra sobre la adyacente y el problema de la estabilidad del techo inmediato es el mismo que el de las obras aisladas.

## III.- Intersección de excavaciones.

Cuando la estratificación es paralela al techo de la excavación (obra), en las esquinas de las intersecciones se induce un momento flexionante varias veces mayor que el de una losa doblemente empotrada de dimensiones iguales a los claros de las excavaciones intersecadas.

En la roca estratificada cualquier echado diferente de cero es desfavorable en intersecciones. Esta condición puede mejorarse localizando las obras como se indica en la fig. 4. 29.

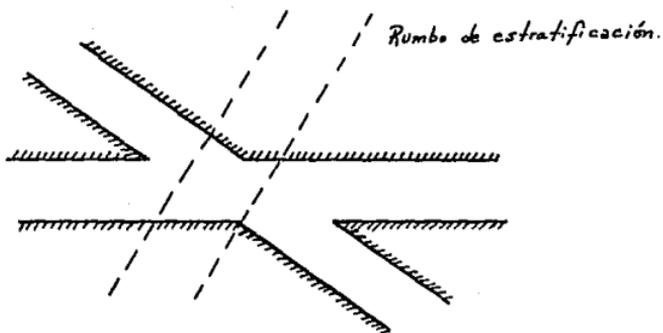


Fig. 4. 29.- Posición favorable de una intersección respecto del rumbo de la estratificación.

b).- Diseño de obras en roca de mala calidad.

Se considerarán los siguientes métodos: método de Terzaghi, método de Protodiakonov, método del índice de calidad de la roca (RQD), método de Barton y el método de Bieniawski.

1.- Métodos de Terzaghi y Protodiakonov.

Según los criterios de Terzaghi y Protodiakonov, las cargas que actúan sobre los ademes en excavaciones subterráneas se deben a que parte del material rocoso de la parte superior de la excavación se desprende del conjunto y tiende a caer o deslizar hacia el interior de la excavación. El volumen de material que se suelta o desprende no queda constituido por todo el material suprayacente porque se desarrollan esfuerzos cortantes (arqueo) en el material. Para que los esfuerzos cortantes se desarrollen es necesario que el material sufra desplazamiento. Por tanto, si el revestimiento es flexible y permite pequeños desplazamientos, la carga disminuye. Si el revestimiento es muy flexible o es instalado después de un intervalo muy prolongado de tiempo, la carga aumenta debido a que se destruye la unión entre partículas sujetas a grandes desplazamientos.

Los procesos expuestos son cualitativos. La solución cuantitativa al problema es muy compleja debido al gran número de factores que involucra. Por lo anterior, el diseño se basa en resultados empíricos principalmente.

En resumen, los criterios de Terzaghi y Protodiakonov permiten estimar la carga que actúa sobre un soporte, debido al peso

de un cierto volumen de material suelto o desprendido en la parte superior de la obra. Esta carga es función de las características de la roca principalmente.

#### I.- Teoría de Terzaghi.

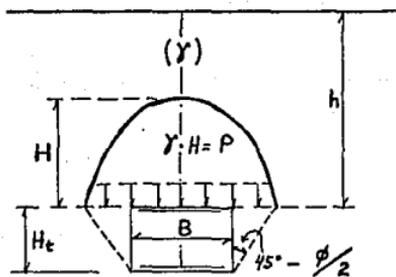
Para definir la carga de diseño que gravita sobre un túnel y decidir sobre el tipo de revestimiento, la teoría de Karl Terzaghi es una de las más adecuadas; esta teoría considera una bóveda limitada por dos rectas cuya inclinación respecto a la vertical es  $(45^\circ - \phi/2)$ , además de los detalles ilustrados en la fig. 4. 30.

Lo anterior vale cuando  $h > 1.5(B + H_t)$  y para un  $-h-$  menor, es decir para una perforación más superficial del túnel, el peso que gravita en la clave es el del bloque de base  $-B-$ .

El criterio de Terzaghi se aplica, generalmente, a túneles del orden de 5 m de diámetro y 10 m como máximo. El procedimiento de excavación considerado es mediante explosivos y el sistema de soporte es el de marcos metálicos apoyados en la roca a través de cuñas de madera. Este método, por lo general, resulta con servador. (Ver tabla 4. 3).

#### II.- Teoría de Protodiakonov.

La teoría de Protodiakonov fue desarrollada para materiales granulares. Sin embargo, ha sido aplicada a rocas con resultados favorables. Esta teoría supone el desarrollo de un arco parabólico de material suelto por encima de la excavación que



$$H = K(B + H_t)$$

$K = \text{constante típica}$

$$P = \gamma \cdot H$$

$\gamma = \text{peso unitario}$

Fig. 4. 30.- Teoría de Terzaghi.

No.	ROCA TIPO	CARGA	OBSERVACIONES
		H. m.	
1	Roca dura y sana.	0.0	apuntalamiento ligero.
2	Roca dura estratificada.	B 0.0 a 0.5	apuntalamiento ligero con marco.
3	Roca maciza con fisuración moderada.	B 0.0 a 0.25	previsible variación de carga.
4	Roca con pequeños deslizamientos.	$B + H_t$ 0.25 a 0.35	no hay presión lateral.
5	Roca con derrumbes frecuentes.	$B + H_t$ 0.35 a 1.10	poca presión lateral.
6	Roca impermeable a profundidad moderada.	$B + H_t$ 1.10 a 2.10	Presión lateral. Retícula sobre planilla.

TABLA 4. 3.- Resultados obtenidos mediante la teoría de Terzaghi.

gravitará sobre los soportes que se instalen en el interior de la cavidad.

Con base en mediciones de presiones entre la roca y los ademes se han derivado los principios generales que a continuación se resumen:

- La hipótesis básica en el cálculo de las cargas sobre los ademes supone el desarrollo del llamado arqueo sobre la excavación. Bajo el arco así formado queda comprendido el material suelto que tendrá que ser sostenido por completo por los soportes del túnel.

- Cuando la obra subterránea se construye en rocas sedimentarias sueltas donde el ángulo de fricción interna es menor de cuarenta grados y el espesor del techo es menor que dos y media veces la dimensión del claro, los ademes deberán ser diseñados con la carga total debida al espesor del techo hasta la superficie del terreno.

- En suelos formados por varios estratos, sólo deberán tomarse en cuenta en el cálculo de las cargas las propiedades físicas de los estratos inmediatamente arriba del túnel.

- En túneles construidos en arcilla bajo el nivel freático, deberá preverse la expansión de la arcilla. Debe considerarse que la carga sobre los ademes será equivalente al peso de una columna de suelo desde la obra hasta el nivel freático.

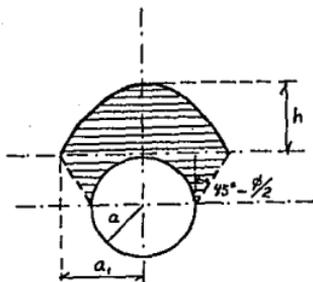
En la tabla 4. 4 se muestran los factores de carga ( $f$ ), el án

ROCA TIPO	f	$\phi$	$R_c$ kg / cm <sup>2</sup>
MUY RESISTENTE. Cuarzita y basalto; rocas granfíticas.	20	87°	2 000
Pórfidos cuarcíuticos, pizarra, - arenisca y caliza.	15	85°	1 500
Arenisca, conglomerados.	10	83°	1 000
RESISTENTES. Caliza, granito alterado, mármol, dolomita.	8	80°	800
Arenisca, mineral de hierro.	6	75°	600
Pizarra.	5	73°	500
RESISTENCIA MEDIA. Pizarra, arenisca, caliza débil.	4	70°	400
Margas, lutitas.	3	70°	300
Pizarras y calizas blandas, margas, calizas descompuestas y gravas.	2	65°	200
Suelos gravosos, lutitas, carbón resistente.	1.5	60°	
Suelos arcillosos, aluvi6n.	1	45°	
Arcilla arenosa, carb6n blando.	0.8	40°	
BAJA RESISTENCIA. Arena compacta.	0.7	35°	
Arena arcillosa, tierra vegetal, turba.	0.6	30°	

SIN RESISTENCIA. Arena suelta, -  
suelo de pantano.

0.3      15°

TABLA 4. 4.- Datos para la teoría de Protodiakonov.



$$a_1 = a \left[ 1 + \tan \left( 45^\circ - \frac{\phi}{2} \right) \right]$$

$$h = \frac{a_1}{2f}$$

$$f = \text{factor de carga} = \tan \phi$$

$A = \text{área rayada. peso} - A \cdot \gamma = P$

$$A = \frac{2}{3} a \cdot h = \frac{2}{3} \frac{a_1^2}{2f} = \frac{1}{3} \frac{a_1^2}{f}$$

$$P = \frac{r a_1^2}{3f} = \frac{1}{3} r \frac{a_1}{f} \rightarrow f = \text{función de } \phi \text{ del material}$$

Fig. 4. 31.- Teoría de Protodiakonov.

gulo de fricción interna ( $\phi$ ) y la resistencia a la compresión simple ( $R_c$ ) de algunas rocas.

El factor de carga,  $f$ , se obtiene con la siguiente expresión:

$$f = \frac{R_c}{100} \quad (4. 48)$$

Para una mejor comprensión de la tabla 4. 4 se anexa la figura 4. 31.

## 2.- Método del índice de calidad de la roca RQD.

Otro método recomendado consiste en caracterizar al macizo rocoso en cuestión dentro de cinco grupos formados de acuerdo con el índice de calidad de la roca, RQD, y asignarle el sistema de soporte que le corresponde según el grupo. Su aplicación está limitada a obras subterráneas con las especificaciones siguientes:

- Túneles de 7 a 14 m de longitud,
- Túneles de sección transversal circular o de herradura de altura aproximadamente igual al ancho,
- Niveles de esfuerzo que no alcanzan la resistencia a compresión de la roca,
- Soportes instalados muy cerca del frente. Los marcos metálicos y las anclas de 0.6 a 1.2 m de distancia del frente y el concreto lanzado desde el frente.

Este método no toma en cuenta la influencia que tiene en las condiciones de estabilidad del túnel: la abertura, rugosidad y -

tipo de relleno de las discontinuidades, y la orientación favorable o desfavorable de los planos de debilidad.

Este método toma en cuenta la influencia de dos procedimientos de excavación (el convencional mediante explosivos y por medio de maquinaria) en los requisitos de soporte. Las cargas de diseño previstas con uno y otro procedimiento de excavación difieren en 25%.

### 3.- Método de Barton.

Este método se fundamenta en la clasificación ingenieril de las masas rocosas. Puede aplicarse a túneles con claros mayores de 15 m, diseñándoles un sistema de soporte adecuado.

Los parámetros que determinan la calidad y el comportamiento de las masas rocosas en túneles, en este método, son: el RQD; el número de familias de discontinuidades; la rugosidad de las juntas o discontinuidades; la alteración y relleno de las juntas; las condiciones de flujo de agua a través de las discontinuidades, y un factor de reducción relacionado con las condiciones de esfuerzo en el sitio.

### 4.- Método de Bieniawski.

Este método se recomienda para el diseño de sistemas de soporte en túneles cercanos a la superficie, de 5 a 12 m de diámetro y excavados por medio de explosivos. Se fundamenta en una clasificación geomecánica que toma en cuenta seis parámetros: la resistencia uniaxial de la roca intacta; el RQD; el espaciamien-

to, orientación y condición de las juntas; y el flujo del agua - subterránea.

#### 4. 3. 2. 2.- Daños en túneles debido a vibraciones ocasionadas por explosiones.

Dichos daños se pueden manifestar en la roca de la periferia como en excavaciones subterráneas - adyacentes.

##### a).- El daño a la roca.

Una buena voladura comienza con el debido y correcto diseño de la cuña y de los demás barrenos que son necesarios para fracturar la roca alrededor de la cuña. Para reducir al mínimo - el daño a la roca de la periferia del túnel será de rigor dar - una atención muy especial al dispositivo y a la carga de la última línea de barrenos. Para poder diseñar esos barrenos perimetrales hay que conocer los factores que determinan el daño a la roca adyacente en un barreno de carga.

Algunos investigadores afirman que el daño a la roca está en relación con la velocidad máxima de partícula producida por la - voladura (ver el Capítulo 3).

La fractura de la roca está relacionada con una velocidad - máxima de partícula de 700 a 1000 mm/seg.

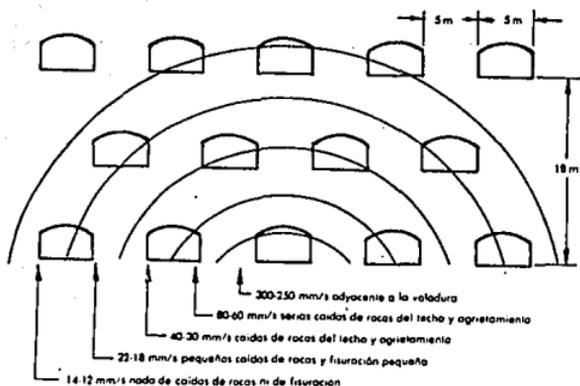
b).- Daños a excavaciones subterráneas adyacentes.

Diehl y Sariola llevaron a cabo un experimento en la mina de mineral de hierro en Kiruna, Suecia, donde se detonó una carga de 20 kg y se registraron las velocidades inducidas de las partículas en una serie de túneles paralelos al sitio de la explosión. En la fig. 4. 32. se resumen los resultados del estudio así como una descripción breve del daño provocado con los diferentes valores de velocidad máxima de las partículas.

Claro está que la importancia del daño en relación con una velocidad de partículas determinada dependerá de la condición del macizo rocoso antes de la voladura. Desgraciadamente, muy pocos autores proporcionan detalles suficientes sobre esta condición para poder establecer una relación entre el daño y la velocidad de partículas. Si se llegara a publicar una información suficiente en la que se relacionara el daño con la velocidad de partículas en los macizos rocosos, se podría deducir una relación mucho más general para el daño a la roca y obras adyacentes que la que tenemos a la mano hoy en día.

4. 3. 2. 3.- Sistemas de soporte y estabilización en excavaciones subterráneas.

Los soportes a utilizar en una excavación subterránea deben ser compatibles con los métodos de construcción y también deben tener la resistencia y flexibilidad adecuadas. Cuando el sistema de barrenación es el convencional, empleando los explosivos, la colocación del ademe debe efectuarse después de rezagar. Así, el túnel puede quedar abierto sin -



**Fig. 4. 32.-** Velocidades de partículas registradas y daños observados en una serie de túneles paralelos adyacentes a una detonación de 20 kg, a una profundidad aproximada de 400 m bajo la superficie en la mina de mineral de hierro de Kiruna, Suecia, según Diehl y Sariola.

ademe más de dos horas; por tanto, es necesario estimar el tiempo máximo que la roca puede permanecer sin soporte.

En masas rocosas de mala calidad puede ser necesario que el soporte sea de instalación fácil y rápida. Cuando el procedimiento de excavación sea un túnel piloto es conveniente que los marcos estén constituidos por varios tramos para facilitar su manejo.

Aún la roca más fracturada tiene cierta resistencia de soporte debido al fenómeno de arqueo. El soporte debe diseñarse de modo que se obtenga la mayor ventaja de ésta resistencia. Por ello, el soporte debe ser simultáneamente tan flexible que permita a los bloques de roca en las paredes de la excavación un desplazamiento tal que induzca el arqueo y tan resistente que soporte toda la carga que la roca le transmita sin rebasar su límite de fluencia.

La función de un sistema de soporte es mantener el túnel abierto y estable. O sea, es deseable una flexibilidad que permita el desarrollo de la resistencia propia de la masa pero es indeseable que la deformación continúe bajo una carga aproximadamente constante.

A continuación se describen los tipos más comunes de sistemas de soporte y estabilización. Se discute en primer término el soporte de marcos, enseguida los procedimientos de concreto lanzado y por último la estabilización por medio de anclas.

a).- Marcos de acero.

En la medida en que los marcos metálicos han venido desplazando a los de madera, que son de vida más corta, la distinción entre soportes temporales y permanentes ha perdido su importancia original. Por tanto, en la actualidad, el soporte inicial se diseña con la carga total esperada. En esta forma, el revestimiento posterior se construye para proteger el soporte primario o para proporcionar al túnel requisitos secundarios como facilitar el paso de los fluidos.

El marco de dos piezas en herradura es el más rápido para colocar. Puede estar formado por más piezas si el túnel es de gran tamaño o por requerirlo así el procedimiento de excavación empleado. Los marcos de acero de este tipo se fabrican en secciones I o H ya que facilitan la colocación de las estructuras auxiliares debido a la simetría de su sección, ventaja que no tiene el perfil de sección U que no resulta adecuado. Cuando la unión de la bóveda y las paredes forma un ángulo dado y sobre todo -- cuando las dimensiones de la obra son grandes y se hace necesario reducir el tamaño de los elementos para facilitar su transporte y manejo, se emplean marcos de dos postes y dos o más piezas en arco.

En masas rocosas relativamente competentes y siempre que las cargas puedan ser transmitidas al piso a través de muros laterales, puede emplearse el tipo de marcos constituidos por dos o más piezas en arco en la bóveda apoyadas en los muros laterales. Este tipo de soporte elimina a los postes. Este sistema de soporte no deberá aplicarse en roca fracturada ni de mala calidad. El

apoyo de los muros laterales debe ser firme y uniforme.

En rocas de muy mala calidad, muy fracturadas o expansivas, - los marcos circulares son los más apropiados por su habilidad de resistir cargas en cualquier dirección. Cuando en marcos en herradura aparecen presiones laterales importantes, se hace necesaria la instalación de la tornapunta (fig. 4. 33.) para resistir estas presiones y prevenir el bufamiento del piso. En ocasiones el marco en herradura se convierte en marco circular para contrarrestar presiones laterales importantes, pero la operación es muy difícil.

Las estructuras de soporte que se instalan en el sentido longitudinal son las rastras, que sirven para dar la separación adecuada y transmitir a los marcos las cargas correspondientes a los espacios comprendidos entre ellos. Las estructuras secundarias que se instalan entre marcos, rastras y separadores, pueden ser de madera, plástico o acero y tienen una o más de las funciones siguientes:

- Proteger contra desprendimientos pequeños.
- Recibir y transmitir las cargas a las estructuras principales.
- Proporcionar una superficie sobre la cual debe apoyarse el acufamiento necesario entre el terreno y los soportes.
- Uniformar las cargas sobre muros de revestimiento que de otro modo se transmitirían a través de las estructuras prin

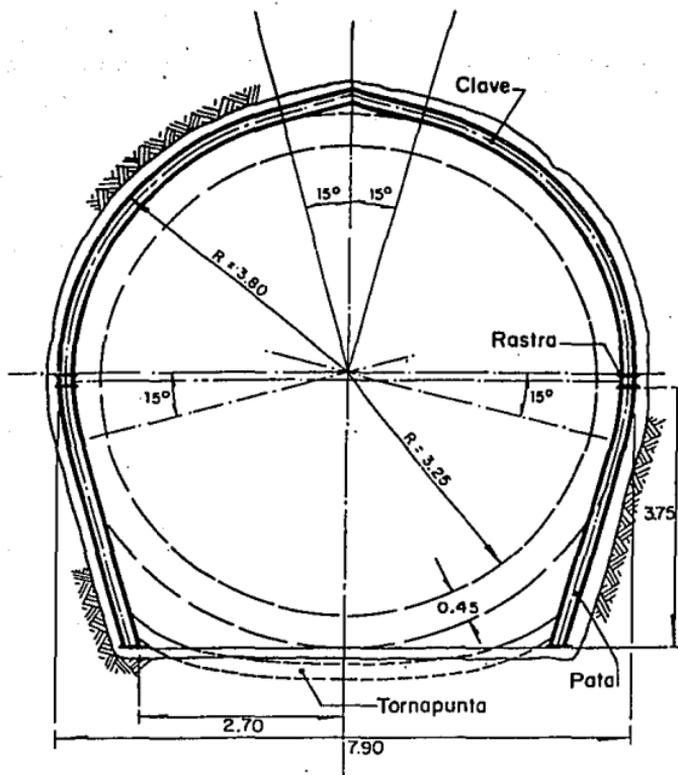


Fig. 4. 33.- Sección típica de un marco en herradura.

cipales.

- Servir de molde exterior a los revestimientos de concreto - cuando estos no se construyen directamente sobre la roca.
- Evitar que el agua deslave y penetre en el concreto.
- Proporcionar rigidez longitudinal al sistema de marcos.

b).- Concreto lanzado.

A pesar de que el concreto lanzado se considera como un tipo de soporte en obras subterráneas, su función principal es - mantener la estabilidad de la excavación hasta que se desarro--- llen en la masa rocosa una distribución de esfuerzos que quede - bajo el valor de la resistencia de la propia masa rocosa. Debido a la flexibilidad del concreto lanzado, la presión que recibe fi nalmente el terreno no es mucha, comparable a la que se ejerce - en la interacción roca-soporte en los otros sistemas de soporte más rígidos.

Las funciones del concreto lanzado son las siguientes:

- Sellar la superficie rocosa, deteniendo el flujo de agua y evitando así el arrastre de partículas y tubificación del relleno de las discontinuidades; servir de unión entre los bloques al penetrar en juntas y fisuras, e impedir los desprendimientos que aparecen al resecaarse la superficie expuesta.
- Mantener la propia resistencia de la roca evitando movimieno

tos superficiales y locales de los bloques pequeños, induciendo así una distribución de esfuerzos y arqueo a través de los mismos bloques por una capa delgada de concreto lanzado.

- Soportar bloques sueltos importantes proporcionando la fuerza resistente suficiente en la unión superficial de las paredes de la obra de los planos que limitan el bloque que tiende a caer.

- Soportar las fuerzas de interacción terreno-soporte estabilizando los movimientos hacia el interior de la excavación como arco o anillo resistente.

El concreto lanzado parece no combinarse adecuadamente con la excavación por medio de una máquina de topo. Las razones principales son: la sensibilidad de la maquinaria al polvo y al material de rebote, y al problema de suministro y transporte de concreto lanzado para seguir de cerca el rápido avance de la máquina excavadora.

El concreto lanzado es particularmente adecuado en túneles excavados por medio de explosivos. Su colocación inmediata evita que progrese el aflojamiento del material del techo y las paredes que se sueltan debido a la acción de los explosivos. Además, la etapa de barrenación después de la aplicación del concreto lanzado permite que adquiera mayor resistencia antes de la tronda siguiente. El espesor de concreto lanzado necesario para mantener estable una excavación, cuando hay aflojamiento de bloques en el techo y en las paredes, depende de la calidad de la masa rocosa, es decir, de la naturaleza de las discontinuidades que son la causa de que el material se suelte. Los aspectos más im-

portantes de las discontinuidades son su orientación, espacia---  
miento, abertura, rugosidad y relleno, como ya se había mencionado  
en capítulos anteriores.

El empleo del concreto lanzado, independientemente de otros -  
sistemas de soporte, es insuficiente en la mayoría de las gran---  
des obras subterráneas.

El uso combinado de concreto lanzado con otros sistemas de so  
porte colocado cerca del frente en masas rocosas, que dan lugar  
a bloques sueltos, tiene la ventaja de reducir el aflojamiento -  
de bloques desde un principio y dar como resultado que los mar---  
cos metálicos requeridos como soporte definitivo puedan ser más  
livianos.

c).- Anclas.

En el inciso 4. 3. 1. 2. ya se estudió algo relacionado  
con el anclaje. En lo que a continuación se describe, se estudiará  
el anclaje para obras subterráneas.

El principio general del anclaje de las rocas es hacer que -  
ésta forme parte de la estructura de soporte, es decir, que se -  
autosoporte, a excepción de cuando las anclas soportan fragmen---  
tos sueltos de roca. Para que esto suceda efectivamente las an--  
clas deberán colocarse inmediatamente después de abrir la excavación.

De manera muy simple se puede considerar que las anclas soportan  
la roca de las excavaciones subterráneas mediante cuatro me-

canismos distintos:

1.- Por suspensión.

Es el caso en que se colocan anclas para asegurar fragmentos de roca que pueden caerse hacia la excavación.

2.- Formando vigas.

Este proceso se presenta principalmente en las excavaciones en rocas estratificadas. Las anclas unen entre sí a varios estratos que tienen pequeña o nula adherencia entre ellos, formando así una viga capaz de autosoportarse y de soportar la roca que yace sobre ella.

3.- Reforzando excavaciones que se autosportan en las zonas donde se presentan concentraciones de esfuerzos ya sean de compresión, tensión o corte.

Estos esfuerzos pueden ser causados por la geometría de la excavación o por los métodos de construcción y se determinan mediante el uso de las teorías de Elasticidad y Plasticidad, si son aplicables.

4.- Reforzando zonas sujetas a grandes fuerzas cortantes y de compresión.

Estos casos se presentan en lumbreras, excavaciones muy inclinadas para túneles de presión de centrales hidroeléctricas, fallas o zonas de cortante, etc; estas anclas tendrán esfuerzos

de cortante muy importantes.

Como ya se mencionó anteriormente, las anclas pueden ser de tensión o de fricción.

El diseño del anclaje para la estabilización de túneles puede efectuarse siguiendo uno de los cuatro procedimientos que se describen a continuación:

1. Cuando el material inestable es una parte suelta o despreñable de un macizo rocoso competente en la bóveda de un túnel (fig. 4. 34.), se estima el peso del material suelto a partir de su geometría y peso volumétrico en forma directa o indirectamente mediante los métodos de Terzaghi y Protodiakonov. El cociente del peso del material suelto entre la capacidad de una barra es el número de anclas necesarias para la estabilización. Las anclas se distribuyen, generalmente, según un patrón uniforme en la bóveda del túnel. El espaciamiento no debe ser mayor que la mitad de la longitud de las anclas.
2. De acuerdo con los criterios de la clasificación ingenieril de las masas rocosas atravesadas, el primer paso a seguir es determinar los parámetros que influyen en la estabilidad de la excavación subterránea; con base en estos valores se determina la calidad de la roca, y finalmente se selecciona el tipo de soporte en función de la calidad del macizo.
3. Cuando se excavan túneles en macizos muy fracturados e incluso en depósitos de grava, puede lograrse la estabilización con anclas tensadas con espaciamiento de un medio tercio de la longi

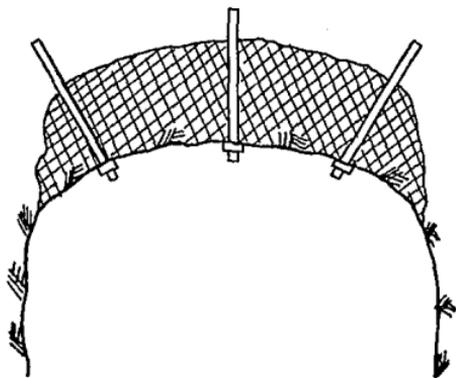


Fig. 4. 34.- Material relajado en la bóveda del túnel.

tud del ancla (fig. 4. 35.).

La capacidad de las anclas deberá ser suficiente para soportar un arco de roca de espesor igual a dos tercios de la longitud de las anclas. Los extremos de las anclas deben estar unidas con una malla que soporte y evite el desprendimiento del material en estado de tensión comprendido entre los extremos de las anclas.

4. El anclaje para soportar o evitar el colapso del estrato o estratos que se desprenden (techo inmediato) de los estratos superiores (techo principal), se puede diseñar para ambos casos de la fig. 4. 36., con ayuda de la ecuación:

$$W_b = \frac{\gamma t B L}{(n_1 + 1)(n_2 + 1)} \quad (4. 49)$$

donde:

- $W_b$  carga de diseño de las anclas.
- $B$  claro o ancho de la excavación.
- $L$  longitud de la excavación.
- $t$  espesor del techo inmediato.
- $\gamma$  peso volumétrico de la roca.
- $n_1$  número de anclas distribuidas en el claro.
- $n_2$  número de anclas distribuidas longitudinalmente.

Este procedimiento se emplea exclusivamente en rocas estratificadas. En rocas estratificadas con inclinaciones diferentes, - las anclas deben orientarse según la inclinación de los estratos como se muestra en la fig. 4. 37. Las cargas de diseño se estiman por alguno de los procedimientos descritos anteriormente.

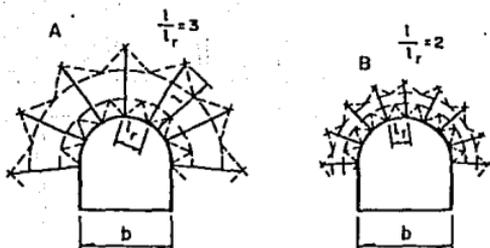


Fig. 4. 35.- Arco estructural formado con la propia roca relajada por medio de anclas tensadas.

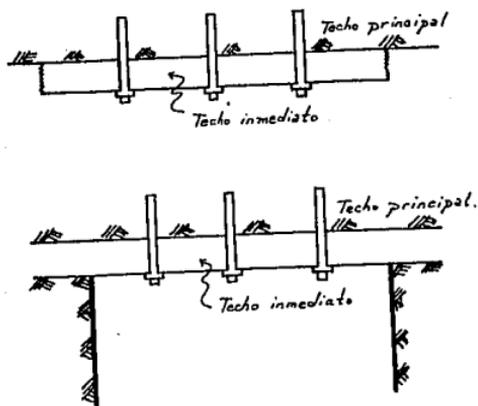


Fig. 4. 36.- Anclaje en roca estratificada.

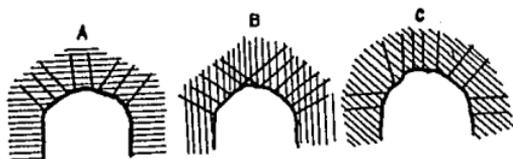


Fig. 4. 37.- Anclaje con orientación adecuada a varias direcciones de discontinuidades. A horizontal, B vertical y C inclinada.

Por último, es necesario recordar que la tensión de las anclas pueden sufrir cambios importantes, con el tiempo, debidos - por ejemplo a flujo plástico de la roca, falla de la rosca de la tuerca, efecto de los explosivos, intemperismo, por el comportamiento viscoso de la roca, etc. Por ello, es necesario tener una estricta supervisión y un adecuado mantenimiento de este tipo de soportes.

#### 4. 4.- EMPLEO DE LOS MICROSISMOS EN LA MECANICA DE ROCAS.

Se mencionó anteriormente (Capítulo 2) que el conocimiento de las características mecánicas de las rocas in situ así como de su comportamiento han llegado a constituir actualmente una necesidad ineludible en cualquier proyecto de ingeniería civil - que se pretenda construir en roca.

En lo que sigue, se tratará sobre el empleo que la Mecánica de Rocas hace de los microsismos para la determinación de algunas propiedades mecánicas de los macizos rocosos. También se citarán algunos proyectos de ingeniería que utilizaron algún método microsísmico para el reconocimiento del subsuelo o para determinar alguna propiedad de la roca.

##### 4. 4. 1.- Determinación de la deformabilidad de una masa rocosa.

La evaluación de la deformabilidad de un macizo rocoso ha sido siempre un factor crítico en la solución de problemas de mecánica de rocas que tienen que ver con el comportamiento deformacional de cimentaciones, túneles, minas y obras -

subterráneas en general.

Los métodos empleados a la fecha para evaluar la deformabilidad de las masas rocosas tienen dos tendencias: por un lado, se apoyan en la ejecución de pruebas de campo; algunas veces, éstas no son representativas del comportamiento que tendrá la masa, debido a que el volumen del material involucrado en la prueba no es de magnitud suficiente para que incluya a un número significativo de discontinuidades, además del considerable tiempo y costo que representa la ejecución de las pruebas de campo. Por otro lado, se recurre a estadísticas de resultados cuyo origen no se conoce al detalle o bien, se adoptan correlaciones demasiado simples que en consecuencia obligan a la adopción de altos factores de seguridad, que conducen a encarecer los diseños. Se hace necesario, entonces, buscar criterios racionales de evaluación que estén al alcance del ingeniero proyectista y que le permitan su aplicación inmediata en el estudio del macizo rocoso.

A continuación, se describen dos métodos que permiten evaluar la deformabilidad de los macizos rocosos, los cuales son: la determinación aproximada de la deformabilidad y el método sísmo-elástico; éste último emplea microsismos para su realización.

#### 4. 4. 1. 1.- Determinación aproximada de la deformabilidad.

El método que a continuación se plantea es muy práctico para la determinación aproximada de la deformabilidad de un macizo rocoso, ya que lo hace en función tanto de las propiedades geométrico-mecánicas de las masas roco-

sas como de las propiedades de deformabilidad de la roca y del material que en su caso rellene las discontinuidades.

Utilizando el sistema CSIR (South African Council for Scientific and Industrial Research), Bieniawski propuso una correlación entre la clasificación de los macizos rocosos y su módulo de deformación.

Posteriormente, Barton complementó la supuesta correlación anterior con varios casos en los que aplicó el sistema de clasificación NGI (Norwegian Geotechnical Institute), que establece el Índice de Calidad "Q" (fig. 4. 38.). Estas correlaciones muestran que los rangos de valores de los módulos de deformación de una masa rocosa, en función de su calidad, definida por las clasificaciones de mayor uso actual, tienen variaciones con factores de 3 a 6 para un mismo índice de calidad, lo cual no deja de dar una idea del valor requerido y puede ser útil.

Si se incrementan o se reducen los esfuerzos aplicados sobre un cuerpo se produce una deformación, es decir, las dimensiones de dicho cuerpo cambian y este cambio en dimensiones se debe a que se presentan desplazamientos en la masa del cuerpo.

La magnitud de los desplazamientos dependerá de la deformabilidad de la masa en estudio y para determinarla debe tomarse en cuenta que el comportamiento geomecánico de las masas rocosas se encuentra definido principalmente por sus discontinuidades, por lo que puede deducirse que la deformabilidad también estará en función de la ubicación, espaciamiento y del relleno o abertura que presenten tales discontinuidades.

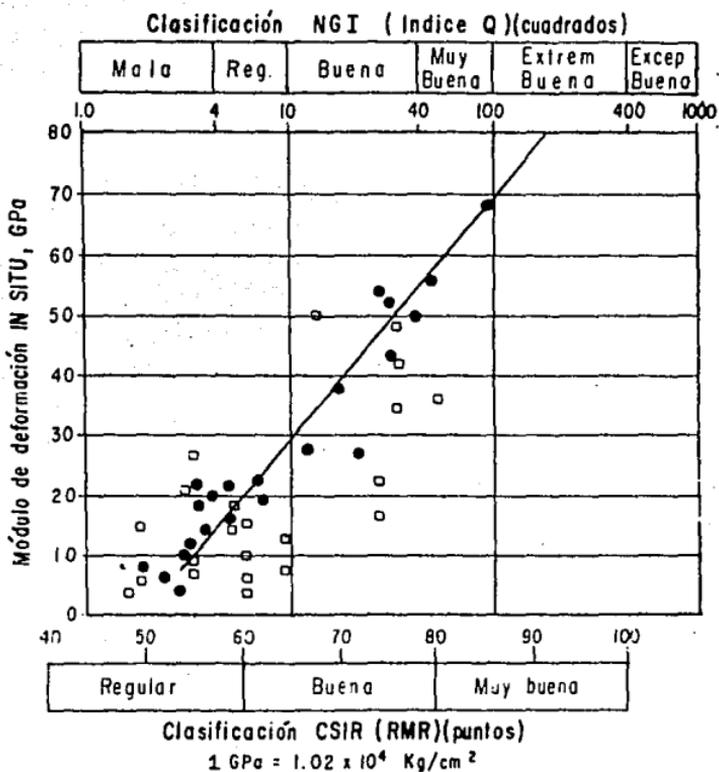


Fig. 4. 38.- Relación entre el módulo de deformación in situ de macizos rocosos y la clasificación de los mismos según Bieniawski y Barton.

Dado que, en general, las discontinuidades que se presentan - en cualquier masa rocosa se encuentran abiertas o rellenas con - suelos, para obtener la deformabilidad del macizo rocoso se hace necesario conocer el tipo de material que forma el relleno, para posteriormente evaluar el comportamiento de dicho material cuando sobre la masa actúe una variación de la presión aplicada.

En estas condiciones, se definen:

La deformación en los suelos del relleno:

$$\delta_s = \frac{1}{E_s} \cdot \Delta p \cdot \Delta H \quad (4. 50)$$

y la deformación en las rocas entre discontinuidades:

$$\delta_R = \frac{1}{E_r} \cdot \Delta p \cdot \Delta z \quad (4. 51)$$

Considerando, como se muestra en la fig. 4. 39., una masa rocosa sujeta a una presión  $q$  aplicada en su frontera superior, teniendo discontinuidades con separaciones entre ellas  $s = \Delta z$ , cada elemento de espesor  $\Delta z$  tendrá una contribución a la deformación por la roca entre discontinuidades y por el relleno en una de esas discontinuidades.

De acuerdo con la figura 4. 39., se tiene:

$$\Delta \delta_{roca} = \frac{\Delta p}{E_r} \cdot s \quad y$$

$$\Delta \delta_{suelo} = \frac{\Delta p}{E_s} \cdot a$$

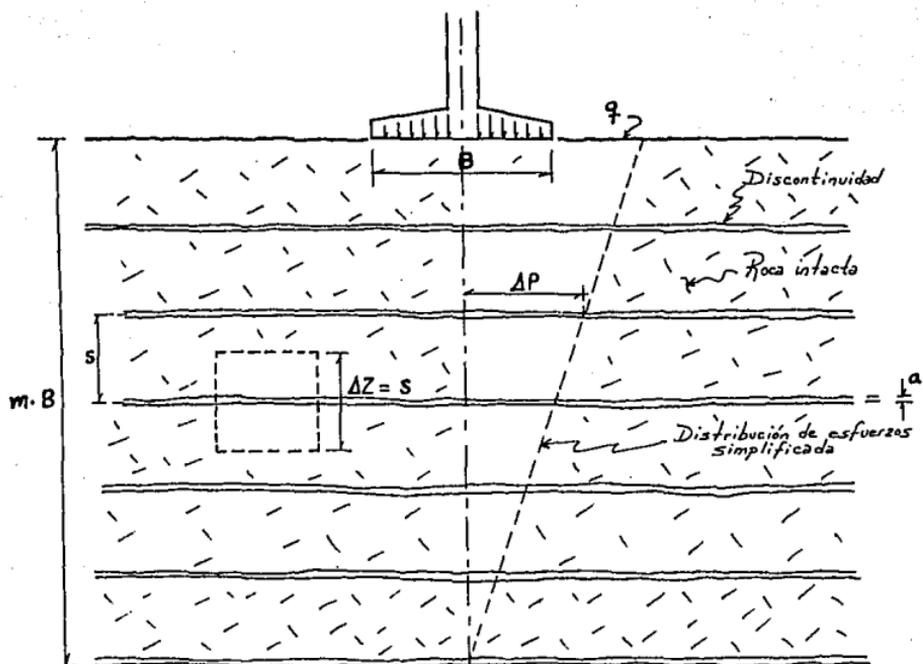


Fig. 4. 39.- Masa rocosa sometida a una presión  $q$  aplicada en su superficie.

donde:

$\Delta\delta_{roca}$  = deformación de la roca entre discontinuidades.

$\Delta\delta_{suelo}$  = deformación del suelo que rellena las discontinuidades.

$E_r$  = módulo de elasticidad de la roca.

$E_s$  = módulo de elasticidad del suelo de relleno.

$a$  = abertura de la discontinuidad ó espesor del relleno.

$\Delta p$  = presión actuante en el elemento considerado, que depende de la distribución de esfuerzos verticales con la profundidad. Para fines prácticos se considera que la sobrecarga "q" se disipa completamente a una profundidad equivalente a "m" veces el ancho de la cimentación y que se distribuye linealmente.

En estas condiciones, la deformación total del elemento del conjunto roca-suelo, será:

$$\begin{aligned}\Delta\delta &= \Delta\delta_{roca} + \Delta\delta_{suelo} \\ &= \frac{\Delta p}{E_r} \cdot s + \frac{\Delta p}{E_s} \cdot a \\ &= \Delta p \left( \frac{s}{E_r} + \frac{a}{E_s} \right) \\ &= \frac{\Delta p}{E_r} \cdot s \left( 1 + \frac{a}{s} \frac{E_r}{E_s} \right)\end{aligned}$$

$$\text{ó sea: } \Delta\delta_i = \Delta p_i \cdot \frac{s}{E_r} \left( 1 + \frac{a}{s} \frac{E_r}{E_s} \right) \quad (4.52)$$

Si la profundidad afectada es  $mB$ , entonces el número de dis--

continuidades,  $n$ , será:

$$n = \frac{mB}{S} + 1 \quad (4. 53)$$

y en la expresión 4. 52.

$$\Delta p_i = \frac{q}{n} \cdot i$$

ya que, considerando los elementos roca-relleno de abajo hacia -  
arriba:

$$\Delta p_1 = \frac{q}{n} \cdot 1$$

$$\Delta p_2 = \frac{q}{n} \cdot 2$$

$$\Delta p_3 = \frac{q}{n} \cdot 3$$

$$\vdots$$

$$\Delta p_i = \frac{q}{n} \cdot i$$

$$\vdots$$

$$\Delta p_f = \frac{q}{n} \cdot (n-1)$$

entonces:

$$\delta_i = \frac{s}{E_r} \left( 1 + \frac{a}{s} \frac{E_r}{E_s} \right) \cdot \sum \Delta p_i$$

$$\sum \Delta p_i = \frac{q}{n} \cdot \sum (1 + 2 + \dots + (n-1))$$

y aplicando la expresión para calcular la suma de una progresión  
aritmética, resulta:

$$\therefore \sum \Delta p_i = \frac{q}{n} \frac{(n-1)(1+n-1)}{2} = \frac{q}{2} \cdot (n-1)$$

pero  $\eta = \frac{mB}{s} + 1$

entonces:

$$\sum \Delta p_i = \frac{q}{2} \left( \frac{mB}{s} + 1 - 1 \right) = \frac{m}{2} \frac{q \cdot B}{s}$$

por lo que substituyendo en la expresión 4. 52, se tiene:

$$\begin{aligned} \delta_i &= \frac{m}{2} \frac{q \cdot B}{s} \cdot \frac{s}{E_r} \left( 1 + \frac{a}{s} \frac{E_r}{E_s} \right) \\ \delta_i &= \frac{m}{2} \frac{q \cdot B}{E_r} \left( 1 + \frac{a}{s} \frac{E_r}{E_s} \right) \end{aligned} \quad (4. 54)$$

si se define  $E_m$  como un módulo equivalente para la masa rocosa, se tiene:

$$\delta_i = \frac{m}{2} \frac{q \cdot B}{E_m} \quad (4. 55)$$

y así resulta:

$$E_m = \frac{E_r}{1 + \frac{a}{s} \cdot \frac{E_r}{E_s}} \quad (4. 56)$$

ó también:

$$\frac{E_r}{E_m} = \left( 1 + \frac{a}{s} \frac{E_r}{E_s} \right) \quad (4. 57)$$

que es la relación entre el módulo de deformación de la roca intacta,  $E_r$ , y el módulo correspondiente de la masa rocosa,  $E_m$ .

La fig. 4. 40. muestra gráficamente la relación  $E_m/E_r$  en función de la relación  $E_r/E_s$  y del cociente entre la separación ( $s$ ) y la abertura ( $a$ ) de las discontinuidades, la cual permite determinar el módulo de deformación de una masa rocosa ( $R_m$ ) conociendo las características de la roca y del material que rellena sus discontinuidades.

La deformabilidad de un macizo rocoso puede determinarse empleando el criterio propuesto mediante un adecuado levantamiento en campo de las características geométrico-mecánicas de la roca y de los materiales que rellenen las discontinuidades y con la determinación de la deformabilidad de ambos materiales. Se considera que es un método práctico para evaluar aproximadamente la deformabilidad de una masa rocosa y que puede utilizarse como criterio definitivo en la solución de un problema dado, o bien, ayudar a planear un programa posterior de investigación in situ mediante pruebas de campo, en su caso.

#### 4. 4. 1. 2.- El método sismo-elástico para la evaluación de la deformabilidad de un macizo rocoso.

Uno de los métodos de campo más completos y que arroja resultados más representativos de la deformabilidad de un macizo rocoso es el método sismo-elástico, el cual emplea pequeñas perturbaciones o microsismos para su realización.

Primeramente, para una mejor comprensión de este método, se hablará del fundamento físico, interpretación y discusión de los

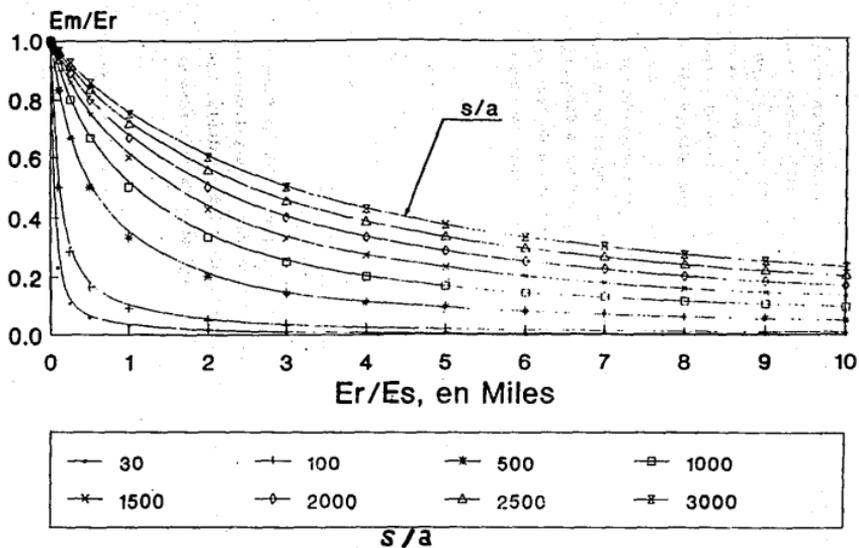


Fig. 4. 40.- Relación entre los módulos de elasticidad de la roca ( $E_r$ ) y el de la masa rocosa de que forma parte ( $E_m$ ) en función de la separación ( $s$ ) y la abertura ( $a$ ) de las discontinuidades y del módulo de elasticidad del material de relleno ( $E_s$ ).

resultados obtenidos mediante el estudio de la propagación de ondas producidas por medio de una perturbación de cualquier origen (oscilación, choque o explosión). Se supone que el punto origen está definido y que se registran con ayuda de captorees de vibraciones y de aparatos con canales múltiples que permiten el estudio de las ondas a medida de su propagación. Estos métodos son llamados sísmicos por analogía con el método geofísico de reconocimiento estructural (ver Capítulo 2), si bien parece preferible designarlos como sismo-elásticos para indicar el empleo de una perturbación definida que produce un sistema continuo o discontinuo de ondas elásticas. Aquí se tratará especialmente de los trenes de ondas aisladas dejando a un lado las ondas entretenidas u oscilaciones elásticas continuas.

Para dar una idea general sobre los aparatos utilizados para efectuar las mediciones, en la fig. 4. 41. se reproduce un registrador del tipo (D-16), que ha sido construido en Lisboa, con nueve canales, ocho de los cuales están destinados al registro sísmico y uno a las medidas de tiempos auxiliares.

Este aparato actúa sincronizado con la perturbación de forma tal que las ondas producidas quedan registradas en la película fotográfica por medio de una cámara con velocidad regulable. Los captorees dispuestos en el terreno están unidos a este aparato mediante líneas de baja impedancia.

La perturbación puede producirse mediante una débil carga explosiva, ya que la sensibilidad de este aparato es de 3 a 20 veces superior a la de un aparato sísmico corriente. Para un estudio geomecánico completo es conveniente disponer por lo menos de

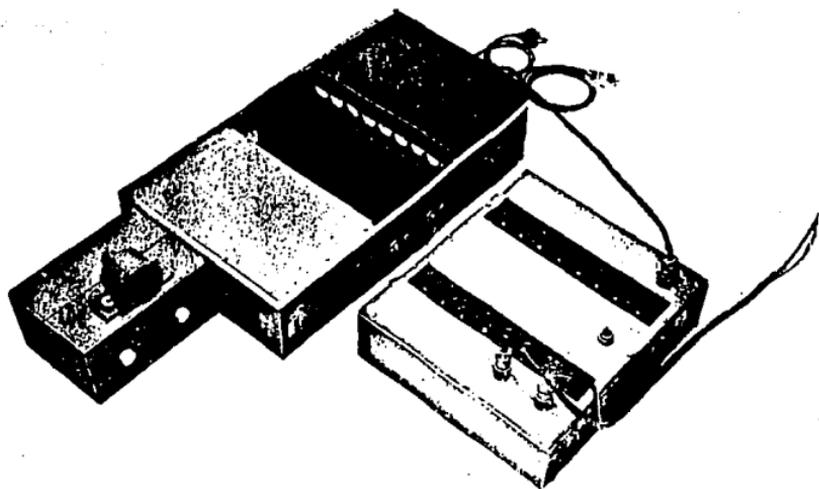


Fig. 4. 41.- Fotografía de un registrador sísmico de elevada sensibilidad (tipo D-16).

un generador mecánico, un péndulo simple, maza o bien un generador electromecánico.

Es indispensable utilizar distancias muy variables entre captores, alcanzando desde decímetros hasta decenas de metros según el caso que se estudie y por otra parte deben conocerse las características de los aparatos utilizados y sus posibilidades, lo mismo desde el punto de vista mecánico y eléctrico como desde el punto de vista de límites de sensibilidad disponible y resolución fiel por ampliación del registro final.

Con los conceptos básicos y recomendaciones hechas anteriormente, es posible ya entrar de lleno al análisis de la deformabilidad de un macizo rocoso por medio del método sismo-elástico. - El estudio de este método se dividirá en tres puntos muy importantes, a saber: características de deformabilidad y rotura, ondas elásticas e interpretación geomecánica de los fenómenos ondulatorios.

#### **I.- Características de deformabilidad y rotura.**

En el conjunto obra-terreno, que se considera en un proyecto, se conoce por el cálculo el estado de tensiones que la obra infiere al terreno.

Deben cumplirse dos condiciones: rotura y deformabilidad.

##### **1. Rotura.**

Las tensiones transmitidas al terreno no deben sobrepasar

la resistencia a la rotura del mismo.

## 2. Deformabilidad.

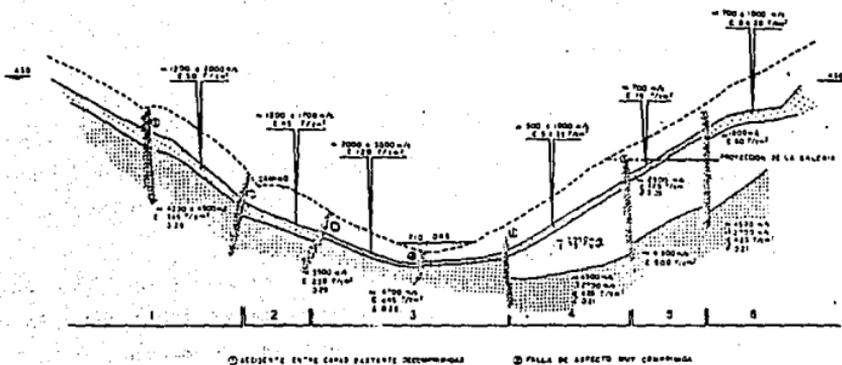
Bajo el esfuerzo transmitido por la obra, la deformabilidad del terreno no debe producir desplazamientos que puedan ocasionar en la obra un estado de tensiones distinto al previsto.

Los reconocimientos para el estudio del terreno comprenden en primer término, el estudio de la estructura geológica y después el de las características geomecánicas de cada formación.

La fig. 4. 42. muestra la cerrada de la presa bóveda de Avène en el Departamento de Herault (Francia). Se pueden ver los resultados de un estudio de éste tipo. Sobre cada zona se indican las características de deformabilidad previsibles como consecuencia de los ensayos microsísmicos y de su correlación con ensayos mecánicos estáticos.

Para un estado de tensiones dadas, las deformaciones que se producen serán la consecuencia de un fenómeno complejo donde intervendrán los siguientes factores:

- El comportamiento elástico de los elementos sólidos.
- La modificación del equilibrio de los enlaces en estos elementos.
- El efecto sobre el comportamiento de las inclusiones líquidas y gaseosas.



TIPOS DE FONDOS POR ENSAYOS EXTERIORES

- A = Zona sin instrumentar y más elevada
- B = Zona de mayor sismicidad, mayor de 10% y aumento de 1%
- C = Zona de mayor sismicidad y aumento de 20%
- D = Zona instrumentada pero no mucho en su nivel de altura de 10% y aumento de 10% en su nivel de altura de 10% y aumento de 10% en su nivel de altura de 10%

Fig. 4. 42.- Perfil de la cerrada de Avéne con los resultados del estudio microsísmico.

- Los movimientos relativos entre los elementos de mayor tamaño diferenciados por la fisuración y más o menos unidos por enlaces en las fisuras.

Bajo el efecto de cargas se pueden producir cambios del comportamiento geomecánico, por ejemplo, cuando los elementos sólidos muy alargados sufren esfuerzos excesivos y se rompen. Las rocas pueden compactarse por expulsión del relleno intersticial y el conjunto convertirse en más rígido.

En el comportamiento reológico intervendrán fenómenos de cinco tipos distintos:

#### 1. Elasticidad perfecta.

Las deformaciones son proporcionales en forma instantánea a las tensiones.

#### 2. Rozamiento sólido.

Las deformaciones aparecen a partir de un estado de tensiones y serían ilimitadas si no interviene otro fenómeno.

#### 3. Viscosidad interna.

Debida a los fluidos intersticiales, produce deformaciones proporcionales al tiempo de aplicación de la fuerza.

#### 4. Influencia de la fisuración.

Deformaciones debidas al desplazamiento de los elementos que rellenan las fisuras y como consecuencia de los bloques o elementos de roca.

#### 5. Modificación de la estructura interna por efecto de la carga.

Corresponde a la modificación de una parte de los elementos resistentes que dan lugar a una estructura interna diferente.

Todos estos fenómenos pueden estudiarse mediante ensayos bajo carga en galerías o pozos de ensayo o también sobre probetas.

Es muy importante definir el ensayo que conviene en cada caso pues el problema puede ser complejo y tal vez los resultados de un determinado ensayo no sean aplicables al cálculo que se desea establecer.

El valor máximo de la carga resistente admisible en un macizo rocoso para una cimentación dada, no puede obtenerse mediante la rotura de una muestra de 30 cm de lado, ya que el macizo probablemente estará fisurado. El ensayo de Casagrande para el esfuerzo cortante en este caso nos dará un ángulo de fricción superior al ángulo de fricción real según las fisuras existentes.

En numerosos casos prácticos para que se puedan establecer cálculos se ha visto obligado a considerar una deformabilidad del tipo módulo elástico (E), pero que no es un verdadero módulo de elasticidad, ya que incluye deformaciones varias. En general,

se le denomina módulo de deformación (D). Este valor corresponde, en cada caso, al valor de la deformación para una tensión determinada tanto en magnitud y forma de aplicación como en lo que respecta a su variación en el tiempo.

En el caso de un sólido elástico perfecto:

$$D = E \quad (4. 58)$$

Para un material viscoso se tendría:

$$D = \frac{\eta}{t} \quad (4. 59)$$

donde  $\eta$  es el coeficiente de viscosidad.

En el caso de un sólido visco-elástico, con líquido intersticial viscoso:

$$D = \frac{E}{1 - e^{-kt/\eta}} \quad (4. 60)$$

donde E es el módulo límite elástico.

Para el sólido elástico-viscoso, con relleno viscoso entre los elementos sólidos:

$$D = E \left( 1 + \frac{E}{\eta} t \right)^{-1} \quad (4. 61)$$

donde E es el módulo elástico inicial.

Finalmente, para un sólido geológico se puede utilizar con -

bastante exactitud, en muchos casos, la hipótesis del sólido perfectamente elástico en paralelo con el sólido elástico-viscoso. Esto da:

$$D = E_1 \left( 1 - \frac{E_2 e^{-t/t_1}}{E_1 + E_2} \right) \quad (4. 62)$$

donde  $E_1 + E_2$  representa el módulo inicial  $E_0$ , y  $E_1$  representa el módulo final.

La magnitud:

$$t_1 = \eta \frac{E_1 + E_2}{E_1 E_2} \quad (4. 63)$$

se suele denominar "tiempo crítico".

El fin último del estudio geomecánico será la determinación de dos valores de deformación real para las condiciones de carga del proyecto y la ley de variación de la carga con el tiempo. También es muy importante comprobar que la carga no se aproxima a las condiciones de rotura de la roca o terreno.

## II.- Ondas elásticas.

El establecimiento de las ecuaciones del movimiento ondulatorio en un sólido elástico perfecto es fácil de estudiar bajo el punto de vista matemático. Basta considerar las fuerzas que actúan sobre un elemento de volumen  $dx, dy, dz$ , para obtener las ecuaciones clásicas:

$$\rho \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} = \frac{\partial \sigma_x}{\partial x} + \frac{\partial t_{xy}}{\partial y} + \frac{\partial t_{zx}}{\partial z} + \rho X \quad (4.64)$$

$$\rho \frac{\partial^2 v}{\partial t^2} = \frac{\partial t_{xy}}{\partial x} + \frac{\partial \sigma_y}{\partial y} + \frac{\partial t_{zy}}{\partial z} + \rho Y \quad (4.65)$$

$$\rho \frac{\partial^2 w}{\partial t^2} = \frac{\partial t_{zx}}{\partial x} + \frac{\partial t_{zy}}{\partial y} + \frac{\partial \sigma_z}{\partial z} + \rho Z \quad (4.66)$$

Poniendo las tensiones en función de los desplazamientos y de las constantes elásticas, se obtiene:

$$\rho \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} = (\lambda + G) \frac{\partial \Delta}{\partial x} + G \nabla^2 u + \rho X \quad (4.67)$$

$$\rho \frac{\partial^2 v}{\partial t^2} = (\lambda + G) \frac{\partial \Delta}{\partial y} + G \nabla^2 v + \rho Y \quad (4.68)$$

$$\rho \frac{\partial^2 w}{\partial t^2} = (\lambda + G) \frac{\partial \Delta}{\partial z} + G \nabla^2 w + \rho Z \quad (4.69)$$

donde la expresión:

$$\Delta = \frac{\partial u}{\partial x} + \frac{\partial v}{\partial y} + \frac{\partial w}{\partial z}$$

representa la "dilatación", y:

$$\nabla^2 u = \frac{\partial^2 u}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 u}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 u}{\partial z^2}$$

el operador de Laplace.

De estas expresiones se obtiene la ecuación del movimiento ondulatorio diferenciado respecto a  $x$ ,  $y$ ,  $z$ , respectivamente y su mando después de suponer  $X$ ,  $Y$ ,  $Z$  constantes:

$$\frac{\partial^2 \Delta}{\partial t^2} = \frac{\lambda + 2G}{\rho} \nabla^2 \Delta \quad (4.70)$$

Esta ecuación puede admitir diversas soluciones en función de la dilatación  $\Delta$  para una celeridad  $\alpha$  :

$$\alpha = \left( \frac{\nu + 2G}{\rho} \right)^{1/2} = \left( G \frac{2 - 2\nu}{1 - 2\nu} \right)^{1/2} \quad (4. 71)$$

donde:  $\nu$  = coeficiente de Poisson.

En sentido transversal obtenemos otra celeridad:

$$\beta = \left( \frac{G}{\rho} \right)^{1/2} = \left( \frac{1 - 2\nu}{2 - 2\nu} \right)^{1/2} \alpha \quad (4. 72)$$

a).- Ondas longitudinales.

Los desplazamientos en el primer caso son:

$$K_1 ( x - \alpha t )$$

$$v = w = 0$$

$$U = C, e$$

Es decir, compresiones alteradas en el sentido del movimiento en que se propagan las ondas con celeridad  $\alpha$  .

b).- Ondas transversales.

Los desplazamientos en el segundo caso serán:

$$k_1 ( x - \beta t )$$

$$K_1 ( x - \beta t )$$

$$U = 0; v = C_2 e; w = C_3 e$$

que propagan con celeridad  $\beta$ .

c).- Ondas condicionadas por el contorno.

Si el medio de propagación no es indefinido, es posible encontrar otras soluciones de la ecuación ondulatoria. Se obtienen para una superficie plana las ondas Rayleigh; en un medio formado por dos capas, el tipo de Love; que en el caso de una capa apoyada sobre un fondo menos rígido da la onda de Pickett, y para un manto con un valor de  $\nu$  reducido sobre un fondo de mayor  $\nu$  las ondas de Serawa y Kanai. Las ondas de superficie del tipo Rayleigh se propagan con una celeridad inferior a las ondas transversales. Para  $\nu = 0.25$ , es de  $0.919\beta$ . Otras ondas pueden alcanzar velocidades intermedias entre  $\alpha$  y  $\beta$  (Pickett) o inferiores a  $\beta$  (ciertas del tipo Love). En las ondas que sufren la influencia de los límites, la frecuencia puede modificar también las condiciones de propagación. Es relativamente sencillo establecer matemáticamente los fenómenos de dispersión debidos a la forma de los límites para ondas de Pickett u otras del grupo Love.

d).- Oscilaciones imperfectamente elásticas.

El movimiento ondulatorio se encuentra modificado en los sólidos reales de comportamiento distinto al del sólido elástico perfecto. Si la deformabilidad es del tipo elasto-plástico indicado antes tenemos:

$$D = E_1 \left( 1 - \frac{E_2}{E_1 + E_2} e^{-c_1 t} \right) \quad (4. 73)$$

las condiciones de propagación estarán influidas por la relación entre  $C_1$  y la frecuencia ( $f$ ). Esto producirá una dispersión muy apreciable ya que para valores elevados de  $t$ ,  $D$  se aproxima al valor  $E_1 + E_2$  y para  $t$  reducido se aproxima al valor de  $E_1$  que en ciertos casos se añadirá a la dispersión de forma (figs. 4. 43. y 4. 44.).

Para sólidos fisurados a gran escala las ondas se propagan por refracción en las fracturas y absorción local en ellas (ver fig. 4. 45.), pero cuando la fisuración se aproxima a las dimensiones del fenómeno ondulatorio intervienen en ellas las condiciones de forma y de rozamiento interno. Si la fisuración es relativamente uniforme, como sucede a menudo en la naturaleza, se puede tratar como una red de difracción. En el caso de pequeñas fisuras en las zonas poco comprimidas interviene el rozamiento interno del sólido y  $D$  disminuye rápidamente a partir de un valor.

Así, en la fig. 4. 46. se representan las ondas anelásticas con débil celeridad y gran disipación de energía que producen los disparos producidos en cantera.

### III.- Interpretación geomecánica de los fenómenos ondulatorios.

Para un sólido perfectamente elástico es fácil deducir las características importantes,  $\nu$  y  $E$ , a partir de las celeridades  $\alpha$  y  $\beta$ . A partir de las fórmulas anteriores se obtiene:

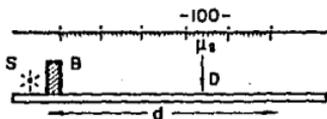
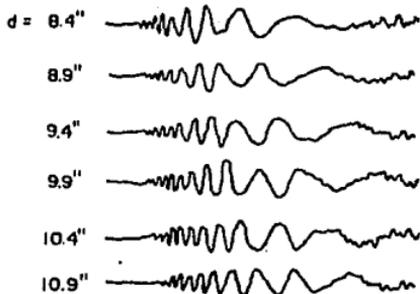


Fig. 4. 43.- Dispersión de forma.

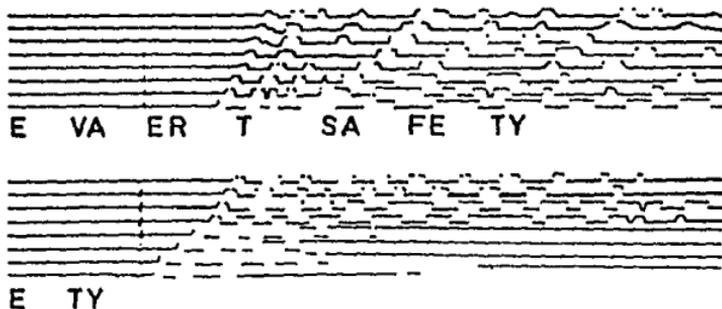


Fig. 4. 44.- Dispersión plástica.

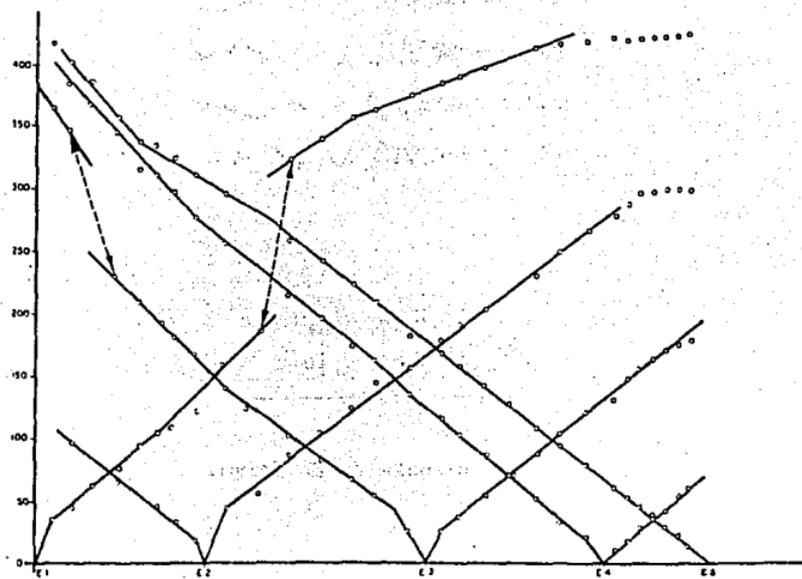


Fig. 4. 45.- Anulación de la energía ondulatoria por interferencia.

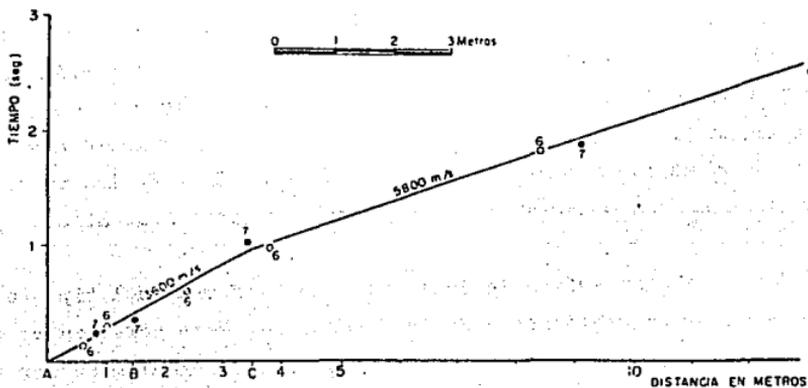
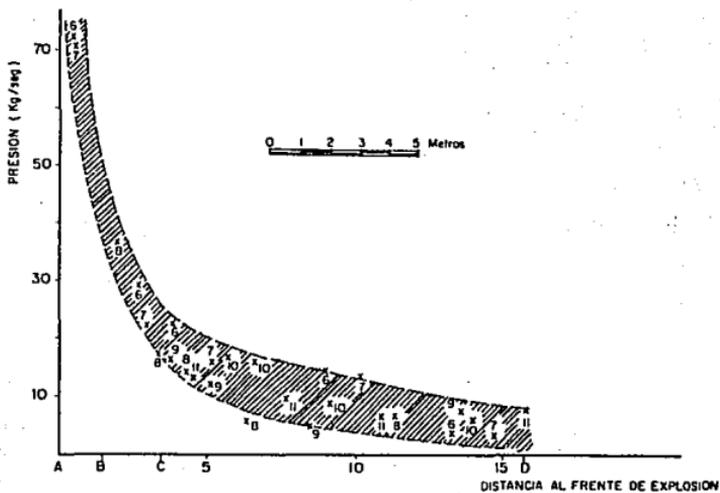


Fig. 4. 46.- Presiones máximas de la onda producidas por la explosión.

$$\nu = \frac{\alpha^2 - 2\beta^2}{2(\alpha^2 - \beta^2)} \quad (4.74)$$

$$E = \alpha^2 \rho \frac{(1+\nu)(1-2\nu)}{1-\nu} \quad (4.75)$$

Es fácil de comprobar mediante ensayos reales la exactitud del cálculo sobre materiales, tales como el acero o muestras de rocas duras no fisuradas, para medidas suficientemente aproximadas o que tienen en cuenta la forma de la muestra. Así para una barra prismática larga:

$$E = \alpha^2 \rho \quad (4.76)$$

es una fórmula que permite comprobaciones simples.

Para un valor de  $\nu$  definido, como se dijo anteriormente, el empleo de las fórmulas generales de  $\nu$  y  $E$ , en el caso práctico de medios reales, nos proporcionarán valores de  $\nu_a$  y  $E_a$  que, sobre un macizo rocoso indefinido, darían la misma celeridad media si se utilizaran los valores normales de  $\nu$  y  $E$ . Los valores de  $\nu_a$  y  $E_a$  son designados a menudo como valores aparentes.

Estos valores sufren la influencia de la forma, del tipo de comportamiento reológico y de la fisuración. Pero permiten ya el estudio de forma y dimensiones de la estructura geológica por el procedimiento microsísmico y dan idea relativa sobre su calidad. Este procedimiento es el que se siguió para obtener las zonas límites que se presentan en la fig. 4. 42.

Definida la forma, es posible una primera corrección de los valores aparentes. Los resultados de esta corrección correspon-

den a los valores particulares de  $\nu$  y  $D$  para el estado natural de las formaciones sometidas a las cargas existentes en este estado. Habitualmente se les designa por  $\nu_0$  y  $E_0$ .

Con el fin de prever la deformabilidad real en un proyecto dado, será preciso tener en cuenta el comportamiento del material. Como es lógico, su definición reológica precisará de estudios varios y ensayos estáticos así como estudios petrográficos y mecánicos para definir las características consideradas anteriormente. Una vez conocidos el tipo de comportamiento de la formación podrá establecerse una correlación entre  $E_0$  y el valor de  $D$  ( $E_1$ ) que puede utilizarse para el cálculo.

La exactitud de los resultados será función de los ensayos - ondulatorios y mecánicos, y también de la fidelidad de la correlación que depende del tipo de sólido. Un sólido aproximadamente elástico, tal como rocas poco alteradas, o ciertas calizas, darán resultados con un error no superior al 10%. Por el contrario, los terrenos con comportamiento visco-elástico darán un valor de  $E_0$  distinto al de  $E_1$ , si  $K$  es grande. Para estos terrenos la precisión real será de menor garantía.

Los ensayos de resistencia a rotura o carga admisible están - por naturaleza fuera del procedimiento ondulatorio pero es posible establecer correlaciones resistencia-módulo entre el módulo obtenido por método sismo-elástico y la carga límite deducida - por ensayo mecánico. Este método, muy utilizado actualmente en - el ensayo no destructivo de probetas de hormigón, puede aplicarse también para ciertas rocas tales como el granito y las areniscas duras utilizando la fórmula de Kilian:

$$R = C_1 E^2 \quad (4. 77)$$

variando:  $E_1$  de 10 a 80,  $E_2$  de 1.5 a 2.5,

o la de Mamillan para calizas:

$$R = 100 + 0.27 (\alpha - 2680) \quad (4. 78)$$

$\alpha$  en m/s.; que sólo tiene una base experimental.

Existe otra fórmula debida a Talobre (J.) para las margas-calizas, la cual es:

$$R = 2.5 \times 10^{-4} (E) \quad (4. 79)$$

que viene a ser un caso particular de la de Kilian.

#### 4. 4. 1. 3.- Generalización de los resultados - de los ensayos de deformación.

Una interpretación general de los resultados de los ensayos utilizados para la determinación del módulo de deformación, que puede emplearse eventualmente para relacionar los resultados obtenidos en diferentes lugares, requiere el proceso descrito a continuación. Primeramente se deben realizar ensayos con placas o en cámaras de presión para determinar el módulo de deformación del macizo rocoso in situ. En segundo lugar, habrá que realizar ensayos microsísmicos en las proximidades de los ensayos anteriores. Por último, conviene realizar sondeos directamente bajo la superficie cargada, de forma que se -

puedan realizar ensayos de laboratorio para determinar el módulo estático y la velocidad sónica en muestras inalteradas. Una cuarta condición es la valorización cualitativa de la calidad de la roca RQD en la zona estudiada.

La disponibilidad de la anterior información en un emplazamiento determinado permite calcular la relación entre el módulo de deformación observado in situ,  $E_{obs}$ , y el módulo microsísmico  $E_{sis}$ , o el módulo de laboratorio sobre muestras inalteradas,  $E_{lab}$ . Además, estas relaciones o factores de reducción pueden relacionarse con la variación de calidad de la roca. Se cree que gran parte de la variación y dispersión de los resultados de deformación obtenidos podrían explicarse o definir una tendencia consistente si se investiga primero la calidad de la roca en cada punto de ensayo.

Si los factores de reducción  $E_{obs}/E_{lab}$  y  $E_{obs}/E_{sis}$ , son principalmente función de la calidad de la roca, se deduce la posibilidad de establecer una relación entre el factor de reducción y la calidad de la roca a partir de datos obtenidos en diferentes lugares o en una localidad determinada.

#### 4. 4. 2.- Otras aplicaciones de los microsismos en la Mecánica de Rocas.

Como ilustración de estos otros usos o aplicaciones se tomará el caso de un proyecto de cimentación en donde se necesita del empleo de los microsismos (método sísmico de refracción) y de métodos geomecánicos para poder determinar el comportamiento de las rocas.

4. 4. 2. 1.- Empleo de los microsismos en un -  
proyecto de cimentación.

a).- Planteamiento del problema.

Los principales problemas a resolver en el caso de un estudio de cimentación de cualquier obra son la estabilidad de ella y la deformabilidad de la base en donde se apoyará. Por estas razones, el conocimiento físico del o de los apoyos rocosos permitirá resolver el problema.

En primera etapa (anteproyecto) es necesario determinar el espesor de las coberturas superficiales, la delimitación de las zonas de roca alterada y/o decomprimida, la posición en profundidad de los contactos litológicos, la diferenciación entre conjuntos rocosos diferentes y eventualmente su estructura respectiva, así como una orientación sobre el valor de los coeficientes de elasticidad.

En segunda etapa (proyecto definitivo) se afinarán parámetros tales como zonas decomprimidas, zonas débiles como consecuencia de fracturación o fallas, etc., dándole un valor cuantitativo a cada zona por medio de exploraciones directas in situ a base de perforaciones, socavones, calicatas, etc., a fin de poder aplicar los métodos de medida estáticas y dinámicas.

En el caso de una cimentación superficial, los aspectos relativos al espesor de las formaciones superficiales, delimitación de zonas alteradas o decomprimidas prevalecen.

En el caso de una cimentación subterránea o profunda, los aspectos de perforación y excavación, asociados a la posición de las diaclasas con la orientación de la obra predominan.

En el caso de una excavación de tipo explotación de cantera, la rotura natural del material y su volumen total disponible son uno de los problemas principales a resolver.

b).- Ensayos a realizar in situ y aparatos de registro.

Para poder aportar valores representativos al cálculo de cimentación de una obra, es necesario conocer y determinar cualitativa y cuantitativamente el mayor número de parámetros desconocidos del macizo rocoso. Los métodos que permiten determinar los parámetros físicos son de dos tipos: los estáticos y los dinámicos.

1.- Métodos estáticos.

Se agrupan bajo esta denominación los métodos de ensayos y medidas que utilizan presiones impuestas durante un período de tiempo variable, generalmente desde unos minutos hasta horas y en algunos casos días.

2.- Métodos dinámicos.

Se agrupan bajo esta denominación todos los métodos que emplean esfuerzos rápidamente variables, producidos por vibraciones de ondas elásticas.

Las particularidades de los métodos dinámicos, muy importantes en las aplicaciones prácticas, además de las medidas de velocidad de las ondas longitudinales y transversales, están íntimamente ligadas a las características del fenómeno vibratorio y a las condiciones de propagación.

El origen de las vibraciones puede ser discontinuado, con producción de movimientos aislados (grupos de ondas) o bien continuo. Para el primer caso, lo más usual, es el empleo de explosivos o de una excitación mecánica. El segundo caso corresponde al empleo de una fuente vibratoria cuya energía y frecuencia puede regularse.

El nivel de energía, y como consecuencia la amplitud del movimiento para cada frecuencia, tiene una influencia considerable sobre el régimen de propagación. Conviene hacer notar que las excitaciones con energía sobrepasada pueden provocar esfuerzos sobre la roca que rebasen los límites de resistencia y se abran fisuras. Este tipo de vibraciones se propagan con celeridades diferentes de las ondas elásticas, a causa de la rotura y recolocación de la roca in situ. Para niveles muy bajos de energía, se produce en la práctica una difracción de esa energía, y las ondas y frecuencias características de un cierto tipo llegan a propagarse más allá de límites alcanzados por otras ondas. Es el caso de las ondas transversales que se propagan muchas veces más allá de las ondas de compresión en una roca muy sana.

Los aparatos que deberán emplearse para realizar y registrar las mediciones dinámicas tendrán que tener unas características tales que permitan el registro del tiempo de propagación de las

ondas, su amplitud y frecuencia.

Este método tiene la ventaja de permitir la determinación de la forma y dimensiones de los sólidos en los cuales se propagan las ondas, teniendo en cuenta las refracciones y reflexiones que se muestra en ellas.

Aunque el método parece aplicarse a la mayor parte de los problemas de mecánica de rocas, presenta algunas limitaciones importantes. En primer lugar, proporciona solamente las características del estado actual de los materiales, lo cual obliga a tener muy en cuenta la posible modificación de los mismos por cargas importantes o por evolución de su naturaleza. Por otra parte, como intervienen en los cálculos las características de forma de los elementos, si éstas características no se conocen con suficiente precisión, se puede incurrir en errores importantes en los resultados.

De los registros dinámicos se pueden deducir, además, propiedades referentes a la absorción de energía y determinar el coeficiente de absorción intrínseco de la roca. Este coeficiente permite cálculos de amortiguamiento en los casos en que se estudian las vibraciones producidas por máquinas y, en general, de todos aquellos en que pueden tener importancia las características visco-elásticas.

El empleo del método dinámico o método microsísmico en cualquier tipo de excavación en roca (sobre todo en túneles y excavaciones subterráneas) da información muy importante para el proyecto y la ejecución del revestimiento. Permite además definir -

Zonas de validez de los ensayos mecánicos y se complementan muy útilmente con ellos.

Este tipo de investigación substituye el empirismo de las apreciaciones y permite una mayor seguridad para las obras. Al mismo tiempo, estos reconocimientos son susceptibles de permitir economías considerables para el tipo de obra que se propone construir, disminuyendo los "coeficientes de incertidumbres" a favor de los "de seguridad"

Numerosas aplicaciones de estos métodos han sido ya realizadas para obras superficiales o subterráneas, así como para el control del estado de revestimiento, del efecto de los tratamientos de terreno con inyecciones y de la evolución de un macizo rocoso con el tiempo.

#### 4. 4. 2. 2.- Otros ejemplos de utilización de los microsismos.

A continuación se describen tres estudios realizados sobre el presente tema por ser, por una parte típicos, y por otra, comprobados. Para unos la comprobación se realizó por medio de sondeos mecánicos y para otros, la propia construcción de la obra puso en valor la bondad de este tipo de investigación.

##### 1.- Estudio realizado a poca profundidad.

El estudio se localiza en el Estado de Nuevo León, México, cerca de la Ciudad de Monterrey. Su finalidad consistía en deter

minar las características de atacabilidad de los materiales que debían ser excavados por el alojamiento de una tubería de 24 pulgadas de diámetro, a una profundidad de 1.80 m. La pretensión de tal investigación era de obtener información necesaria para poder evaluar racionalmente el presupuesto de dichas excavaciones y planear anticipadamente el equipo más adecuado para su ejecución.

El estudio se efectuó por medio del método microsísmico, con el fin de poder medir las velocidades de propagación de las ondas longitudinales a partir de un impacto mecánico. A lo largo del eje se ubicó una estación de investigación a cada 100 m, en donde se realizaron las mediciones microsísmicas. Estas consistieron en la colocación de una serie de ocho geófonos, espaciados 1.50 m entre sí; los sismogramas se obtuvieron a partir de dos impactos mecánicos, situados en ambos lados del tendido, en el sentido del eje (impacto directo e inverso). La fig. 4. 47. - indica los resultados a que se llegaron.

## 2.- Estudio realizado en el interior de un macizo rocoso.

El estudio se localiza en las galerías de instrumentación del aprovechamiento hidroeléctrico de la Angostura, Chiapas, México, situadas a la elevación 455 metros sobre el nivel del mar, en el macizo rocoso de la margen derecha del río Grijalva. Es en este lugar que se construyó la sala de máquinas.

La finalidad del estudio era de medir, en aquel tiempo, las características dinámicas del macizo rocoso ya que la geología local pone de manifiesto condiciones muy especiales de estabili-

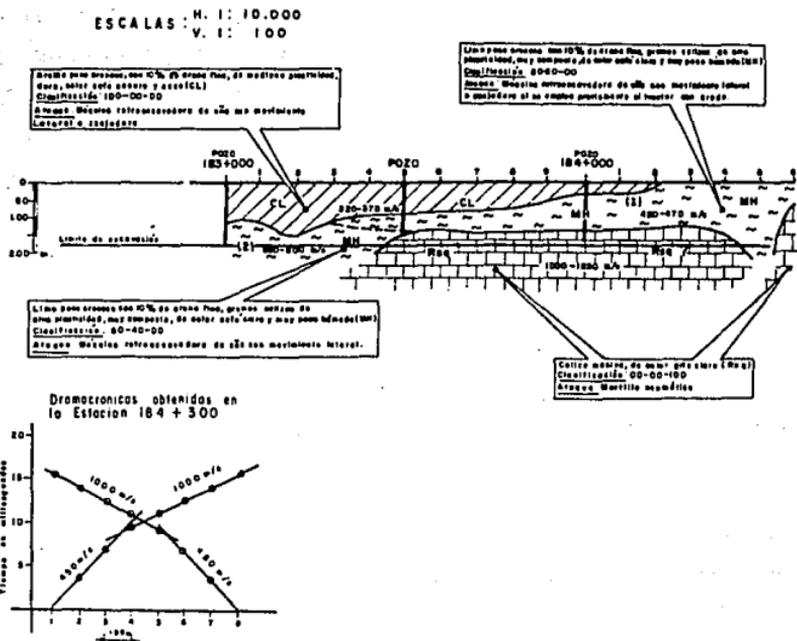


Fig. 4. 47.- Estudio realizado a poca profundidad (microsismica convencional).

dad. En efecto, el macizo rocoso está constituido por estratos - de caliza pseudo-horizontales, con intercalaciones arcillosas. - En consecuencia, se realizó una prospección microsísmica compleja, orientada a determinar estos parámetros en tres direcciones: paralelamente al río, perpendicularmente a él y verticalmente.

La parte izquierda de la fig. 4. 48. indica la ubicación de - las mediciones realizadas y la derecha enseña unas demográficas obtenidas en la galería G 2. El diagrama situado en la parte superior de las demográficas corresponde a una transmisión sísmica lateral (hodogramas), a partir de las galerías G 1 y G 3 hacia - la G 2, que se realizó a través del macizo rocoso (impactos en - abanico).

### 3.- Estudio de los materiales de una presa.

Se trata del estudio de los materiales de la cortina del proyecto hidroeléctrico de la Angostura, Chis., durante la etapa de construcción.

La finalidad de tal estudio era de obtener in situ los parámetros dinámicos tales como velocidad de transmisión de las ondas longitudinales y transversales, relación de Poisson y módulo - elástico a diferentes niveles, en los materiales que se estaban utilizando en la construcción de la cortina.

El estudio se hizo por medio del método geofísico de refracción sísmica a pequeña escala (microsísmica compleja). Consistió en colocar los geófonos a distancias cortas (variables entre 1 y 2 m) y dar en ambos lados del tendido unos impactos mecánicos.

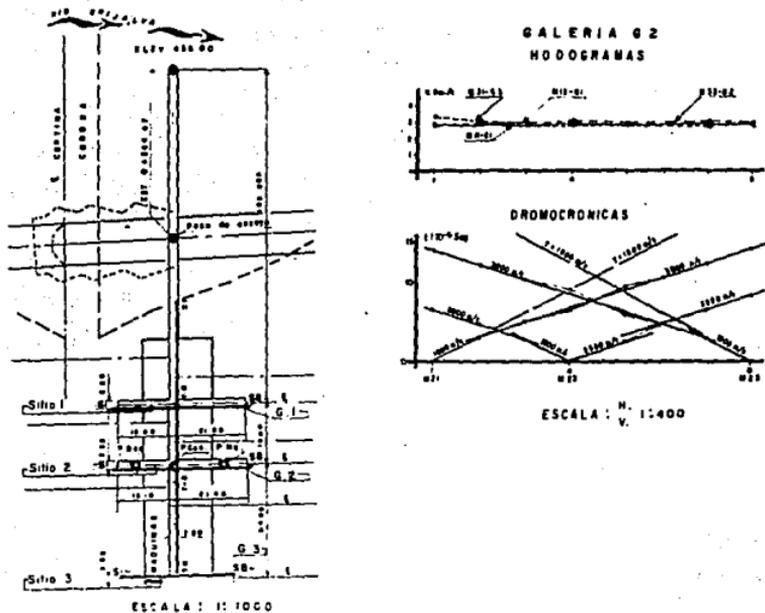


Fig. 4. 48.- Estudio realizado en el interior de un macizo rocoso (microsísmica compleja).

#### 4. 5.- INSTRUMENTACION EN MECANICA DE ROCAS.

Este último tema del presente capítulo es muy importante, ya que aquí se verán los instrumentos que existen para poder medir los esfuerzos y las deformaciones a los que está sometido un macizo rocoso.

El objetivo primordial de un sistema de instrumentación y del programa de observaciones correspondiente es el de conocer confiable y cuantitativamente el comportamiento de una estructura o masa de roca durante su construcción, su vida útil o cuando se presenta un evento adverso a la misma.

La información obtenida permitirá comprobar si el comportamiento de la estructura, estimado en el diseño, es el que se presenta y que durante la etapa de construcción se logre la calidad supuesta en el mismo. Cuando alguna de las condiciones anteriores no se alcanza, la información obtenida con la instrumentación ayudará a fundamentar las medidas correctivas que sean necesarias.

Los objetivos específicos del sistema de instrumentación de una obra deberán definirse en función de las condiciones geotécnicas del lugar. Generalmente, se realizan mediciones de deformaciones y esfuerzos y de su evolución con el tiempo, en los puntos y direcciones más significativos.

Para lograr los objetivos anteriores deben utilizarse instrumentos de la precisión y duración requeridas; su instalación y las observaciones las deberán hacer personas capaces para ello.

Los instrumentos de medición utilizados en mecánica de rocas se basan en los principios de la física y pueden ser mecánicos, eléctricos, ópticos, acústicos y térmicos. Los elementos esenciales de cualquier sistema de medición son el sensor, el transmisor, el amplificador y el captador de señales.

A continuación se describirán los instrumentos más importantes para la medición de deformaciones superficiales, la medición de deformaciones internas, la medición de cargas y esfuerzos, la medición de vibraciones y los dispositivos para la observación de barrenos en la roca.

#### 4. 5. 1.- Medición de deformaciones superficiales.

Para la medición de deformaciones superficiales horizontales y verticales de la roca se recurre a los métodos topográficos siguientes: alineación topográfica, nivelación topográfica, nivelación diferencial, medición de distancias, triangulaciones y métodos fotogramétricos.

##### 4. 5. 1. 1.- Alineación topográfica.

Los desplazamientos superficiales horizontales se miden con respecto a un eje de referencia, en cuyos extremos se colocan monumentos del tipo colimación (fig. 4. 49) alineándolos por medio de un tránsito. Los puntos de medición se colocan entre los extremos de este eje, empleando monumentos del tipo alineación (fig. 4. 50).

Los puntos de referencia deben ser robustos, localizados fue-

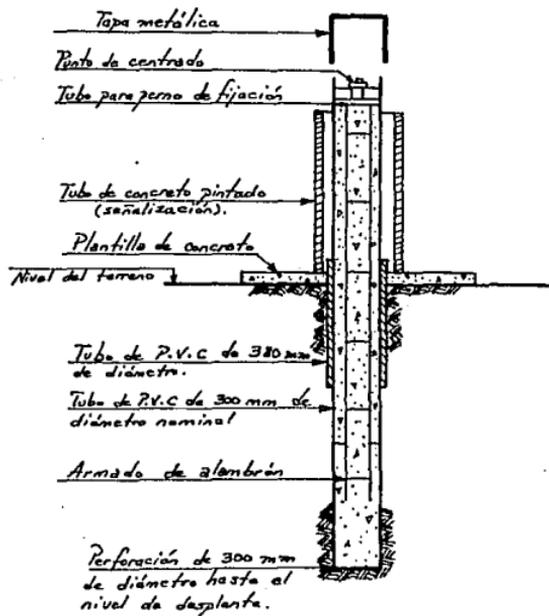
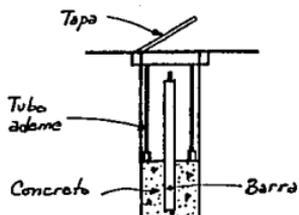
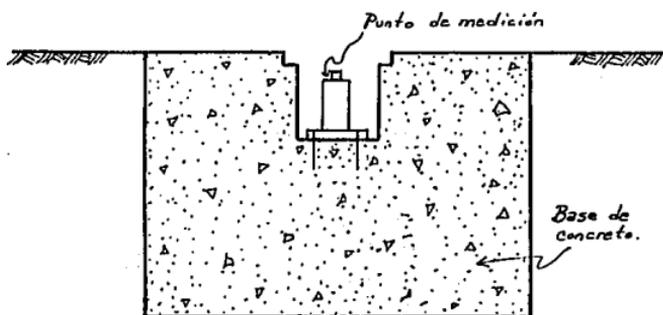


Fig. 4. 49.- Puntos de colimación.



Mira para varios propósitos

REFERENCIAS DESMONTABLES



Mira para nivelación



Mira para teodolito

Fig. 4. 50.- Puntos de medición.

ra de donde fácilmente se pueden dañar y estar adecuadamente protegidos.

Observando con un tránsito en dos posiciones se puede alcanzar una precisión de  $\pm 2$  mm si la distancia máxima de observación es menor de 100 m. La duración y frecuencia de las observaciones deberán definirse previamente en la etapa de diseño.

#### 4. 5. 1. 2.- Nivelación topográfica.

Las deformaciones verticales superficiales de un terreno o una estructura grande se pueden definir realizando nivelaciones topográficas periódicas de una retícula de puntos. La precisión de la nivelación debe ir acorde con la magnitud significativa de deformación que debe medirse. En la tabla 4. 5, se resumen los tipos de nivelaciones y los errores probables de nivelación. En todos los casos, se requiere de un banco de nivelación de referencia (fig. 4. 51.), que se coloca en zonas no deformables, una serie de bancos de nivelación auxiliares cercanos a las zonas de medición (fig. 4. 52.), el número necesario de puntos de liga (fig. 4. 53.) y los puntos de medición superficial (fig. 4. 50.).

Los aparatos topográficos que se usan son del tipo auto nivelables y con micrómetro de placa incorporado. Los trabajos de nivelación los deben realizar un personal experimentado.

#### 4. 5. 1. 3.- Nivelación diferencial.

La medición de deformaciones dife-

Nivelación	Error probable (mm)	Distancia máxima entre puntos (m)	Aparato	Estadales
3er orden	$\pm 20$	30	Nivel convencional	de madera
2º orden	$\pm 3$	30	Nivel autonivelable	de madera - con nivel
1er orden	$\pm 1$	20	Nivel autonivelable con micrómetro - de placa	de acero invar - con nivel

TABLA 4. 5.- Nivelación topográfica.

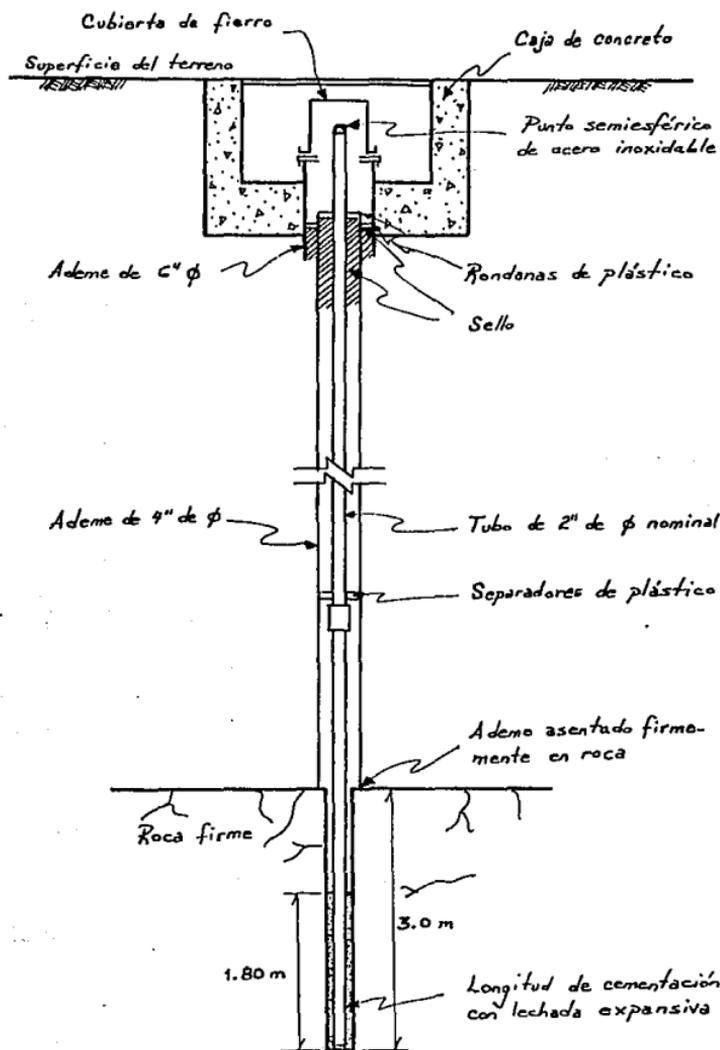


Fig. 4. 51.- Bancos de nivelación fijos o de referencia.

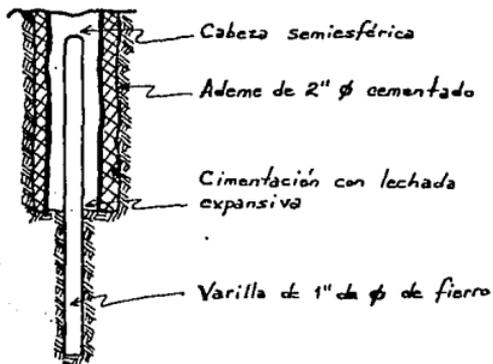


Fig. 4. 52.- Bancos de nivelación auxiliares.

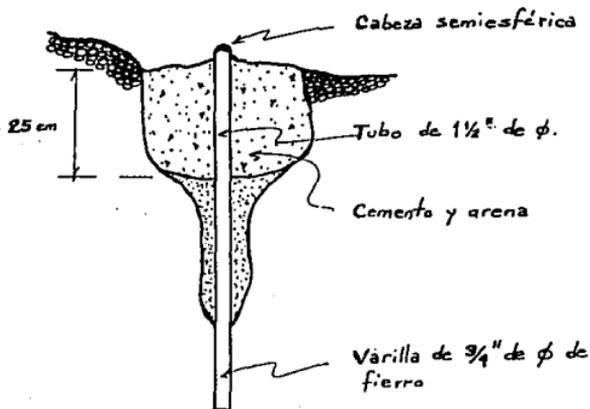


Fig. 4. 53.- Puntos de liga.

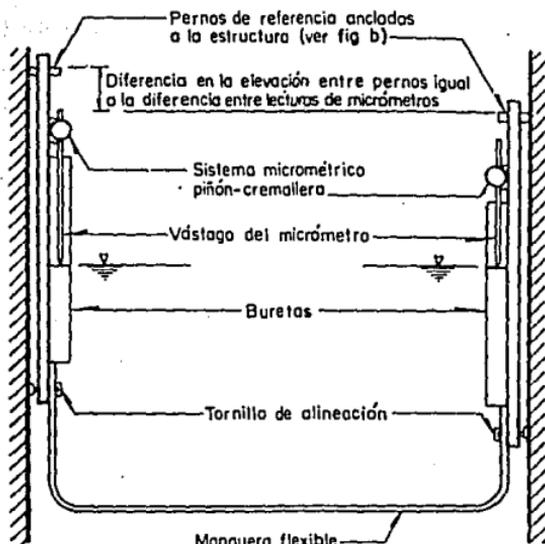
renciales de túneles y cimentaciones de estructuras en roca, puede realizarse con un nivel de agua de precisión (fig. 4. 54.), - que consiste en dos tubos de vidrio de 2.5 cm de diámetro, interconectados con una manguera de plástico reforzado con fibra de vidrio de 1.2 cm de diámetro. Los puntos de medición son pernos de acero empotrados en las paredes de la estructura o excavación, distantes entre sí no más de 20 m.

Cada tubo se monta sobre una base de duraluminio que tiene en uno de sus extremos, la perforación necesaria para poderse colgar en uno de los puntos de referencia y en el otro, un tornillo de nivelación y nivel de burbuja, son las partes que complementan este aparato. Empotrado a la base se coloca un sistema micro métrico de engrane-cremallera con carátula y con graduaciones cada 0.01 cm. El extremo inferior de la cremallera tiene una punta cónica y entra en el extremo superior del tubo de vidrio.

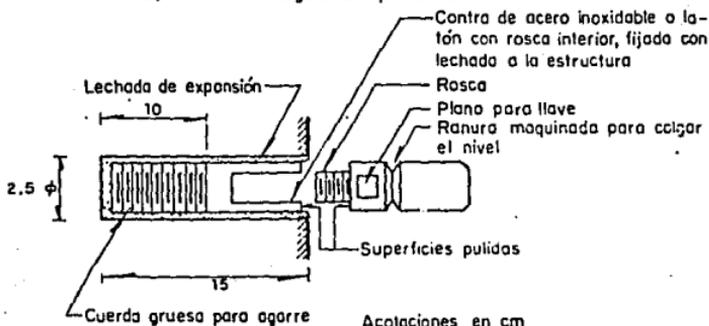
La precisión de las mediciones es de  $\pm 0.3$  mm. Una limitación de este sistema radica en que es muy sensible a las variaciones de temperatura.

#### 4. 5. 1. 4.- Medición de distancias.

La medición de distancias necesaria para definir deformaciones entre puntos de referencia, requiere la aplicación de alguno de los métodos siguientes: distanciómetro electrónico, extensómetro de cinta o alambre o extensómetro portátil de barras. Su selección debe hacerse en base a la precisión requerida y la longitud que debe medirse. A continuación se describen los distanciómetros y los extensómetros portá-



a) Nivel de agua de precisión



b) Perno de referencia desmontable

Fig. 4. 54.- Nivel de agua.

tiles.

a).- Distanciómetros.

Los aparatos electrónicos para la medición de distancias comprendidas entre 100 y 3,000 m, generalmente están formados - por dos elementos: una consola que tiene incorporados los controles electrónicos, un sistema de alineación a base de un lente tipo teodolito y plomada óptica y un estadal que tiene incorporado un nivel de burbuja y una mira con tres antenas parabólicas.

Las características de estos aparatos, su resolución y funcionamiento varían de acuerdo al diseño de los fabricantes.

b).- Extensómetros portátiles.

Estos instrumentos están formados por un medidor de distancias, que puede ser eléctrico o mecánico, ligado a una base - de longitud conocida, que puede ser un sistema acoplable de ba--rras rígidas de acero, una cinta graduada o alambre delgado congtruidos de acero invar.

Además de los métodos o instrumentos mencionados con anterio--ridad, existe la cinta invar para medir distancias cortas.

4. 5. 1. 5.- Triangulaciones.

El empleo de la triangulación como un método para la medición de desplazamientos es recomendable en obras en que los puntos de medición estén en lugares poco accesi

bles y sea posible establecer una base de triangulación no menor de 250 m.

Se recomienda que para obtener una precisión de  $\pm 0.6$  a  $\pm 1.2$  cm, la base de medición sea medida empleando cintas convencionales a tensión regulada y una medición de ángulo con una aproximación de  $\pm 10$  seg.

En el caso de requerir una precisión de  $\pm 0.03$  a  $\pm 0.10$  cm, - se hace necesario medir la base de triangulación con métodos especiales, empleando cinta de acero invar, a tensión controlada y efectuando la corrección correspondiente por flecha, pendiente y temperatura. La medición de ángulo en este caso deberá efectuarse con una aproximación de  $\pm 3$  seg.

#### 4. 5. 1. 6.- Métodos fotogramétricos.

Este método puede ser de utilidad cuando se trata de cubrir grandes áreas; por ejemplo para estudiar zonas en que pueden ocurrir problemas de desplazamientos importantes. La precisión en este método es del orden de  $\pm 1/5,000$  y de acuerdo también con la escala de la fotografía. Los instrumentos que se usan en este método son complejos y generalmente - las mediciones las realizan grupos altamente especializados.

#### 4. 5. 2.- Medición de deformaciones internas.

El objetivo fundamental de este tipo de instrumentación es medir las deformaciones que se presentan en el interior de una masa rocosa. Los instrumentos que se usan con mayor

frecuencia para la medición de estas deformaciones son los extensómetros fijos, los bancos de nivel profundos y los inclinómetros.

Estos instrumentos tienen como característica común, que su instalación se hace empleando barrenos dentro de los cuales se fijan uno o varios puntos de medición, que se ligan al exterior utilizando barras rígidas o alambres, cuyos desplazamientos se miden respecto a un punto exterior.

#### 4. 5. 2. 1.- Extensómetros fijos.

Se emplean para la medición de deformaciones internas de un macizo rocoso, en cualquier dirección. Estos instrumentos son los más confiables y precisos.

Los tipos básicos de extensómetros fijos se presentan en la fig. 4. 55. Estos instrumentos consisten en uno o varios puntos de referencia anclados en el interior de un barrero y una cabeza fija en el exterior. Los puntos interiores están conectados a la cabeza exterior por medio de alambres tensados, tubos o barras. Un sensor de deformación mecánico o eléctrico se coloca entre las barras o alambres tensados y el cabezal de referencia de tal forma que detecte los desplazamientos relativos que se presentan.

Estos aparatos se colocan en perforaciones de 7.5 cm de diámetro. El tipo de anclaje que se emplea depende de las características de la roca, prefiriéndose el procedimiento de cementación con lechadas expansivas para rocas intemperizadas o rocas suaves y el anclaje por medio de anclas expansivas para los demás tipos

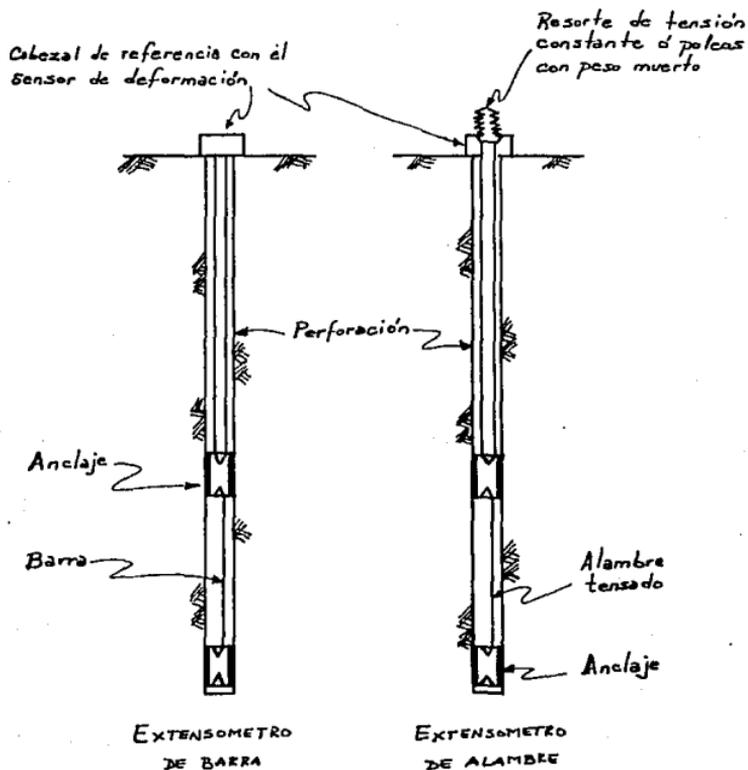


Fig. 4. 55.- Tipos básicos de extensómetros fijos.

de rocas. Las barras o tubos están dentro de ademes de P.V.C. pa-  
ra evitar la fricción lateral y facilitar la instalación, pues -  
se puede rellenar totalmente el barreno con una lechada expansi-  
va, dejando libre sólo la longitud de anclaje necesaria.

#### 4. 5. 2. 2.- Bancos de nivelación profundos.

Se usan para la medición de defor-  
maciones de una masa de roca, en sentido vertical exclusivamen-  
te, utilizando como sistema de medición el nivel óptico con pla-  
ca micrométrica.

Su uso se recomienda cuando no se requiere una precisión ma-  
yor de 0.01 cm en la determinación de las deformaciones.

En la fig. 4. 56. se presenta esquemáticamente un instrumento  
de este tipo. Consiste en una barra o tubo metálico, anclado al  
fondo de un barreno, por cementación con lechadas expansivas, de  
7.5 cm de diámetro. En la parte superior el tubo o barra tiene -  
una cabeza semiesférica para el apoyo del estadal. Para evitar -  
la fricción lateral con las paredes del barreno, se adema con un  
tubo de P.V.C., y se colocan rondanas de plástico para centrar -  
las barras o tubos respecto a este.

#### 4. 5. 2. 3.- Inclinómetros.

La medición de las deformaciones -  
horizontales interiores en roca puede efectuarse empleando incli-  
nómetros, que se instalan en tuberías de gufa, cementadas late-  
ralmente en la perforación para evitar deslizamientos verticales.

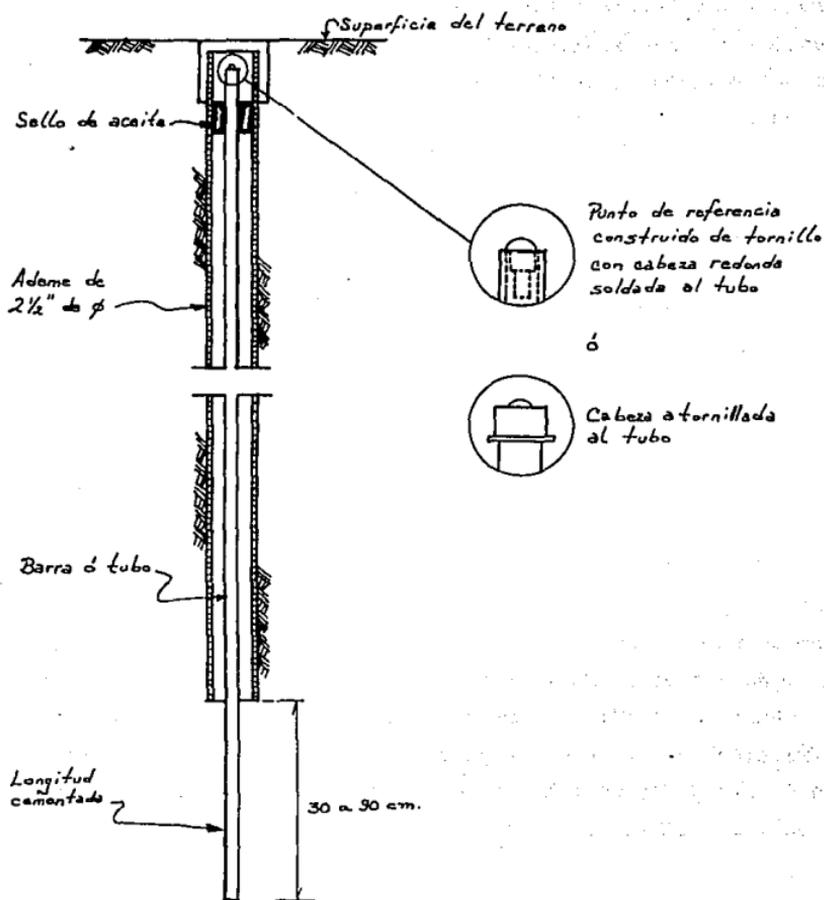


Fig. 4. 56.- Bancos de nivelación profundos.

La sonda de medición deberá estar instrumentada con acelerómetros colocados ortogonalmente. Los resultados dados por este tipo de aparatos son poco confiables en valor absoluto, pero de su ma utilidad para "detectar" tendencias de las deformaciones del macizo rocoso.

#### 4. 5. 3.- Medición de cargas y esfuerzos.

Aquí se tratarán dos tipos de mediciones: la medición de fuerzas de anclaje y la medición de esfuerzos de la roca in situ.

##### 4. 5. 3. 1.- Medición de fuerzas de anclaje.

Su objetivo es conocer la fuerza - aplicada por una ancla y su variación provocada por cambios del estado de esfuerzos del macizo rocoso en que trabaja. La medición de la fuerza se realiza con celdas de carga que deberán tener un comportamiento lineal y ser capaces de soportar los efectos de explosiones cercanas, del intemperismo por largo tiempo y de cambios de temperatura. Es benéfico que cuenten con un apoyo esférico que transmita la carga y facilite la instalación en el campo.

Las celdas de carga deberán calibrarse y sujetarse a la verificación de estabilidad, observando durante un período no menor de un mes, la variación de su respuesta bajo una carga igual a - la que se soportará en el campo. Durante esta verificación se recomienda que se someta la celda a condiciones ambientales que simulen las de trabajo.

En la instalación de campo, la celda de carga se debe apoyar según un plano perpendicular al eje del ancla, permitiéndose una variación máxima de  $\pm 5^{\circ}$ .

Las anclas en las que se puede medir la fuerza que actúa, son del tipo tensión. La prueba de una ancla consiste en aplicar gradualmente una fuerza de tensión al vástago del ancla hasta lograr que la placa de apoyo se empiece a separar de la superficie de la roca. Se analiza la primera prueba inmediatamente después de la colocación del ancla. Posteriormente, durante su vida útil, se debe seguir un programa de observaciones cuya duración y frecuencia de mediciones dependerá de la rapidez de los cambios que se observen, y del tipo de operaciones constructivas que puedan afectar la zona anclada.

Las celdas de carga pueden ser: celdas hidráulicas, celdas con deformómetros eléctricos y celdas con deformómetros fotoelásticos.

#### a).- Celdas hidráulicas.

Son las celdas de carga de uso más extendido; esencialmente son gatos hidráulicos (con 5 cm de carrera) de pistón hueco que se pueden fijar directamente al vástago del ancla. La medición se realiza aplicando presión hidráulica al gato, hasta equilibrar la tensión que está actuando en el ancla (fig. 4. 57).

En la parte superior del cuerpo del gato, está una pequeña base con un tornillo micrométrico, que en un extremo tiene un micro interruptor eléctrico, que permite establecer un desplazamiento

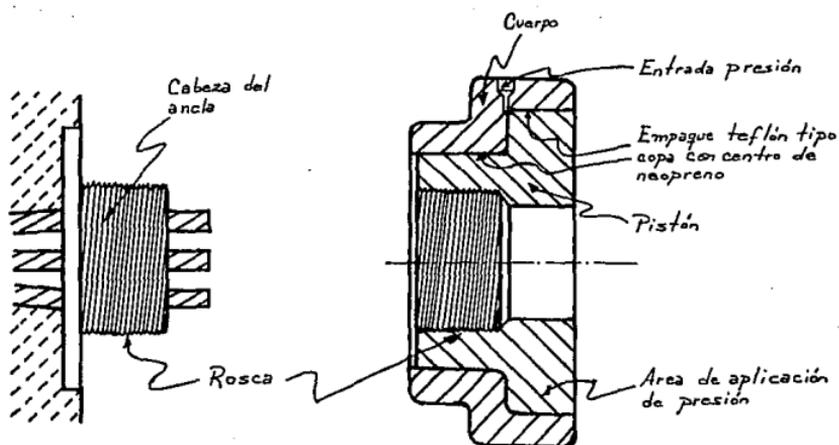


Fig. 4. 57.- Celda hidráulica.

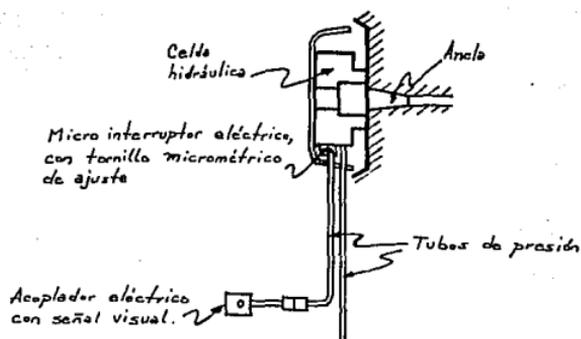


Fig. 4. 58.- Diagrama instalación-celda-hidráulica.

miento relativo entre el pistón y el cuerpo de valor conocido - (fig. 4. 58.).

La presión de aceite se aplica por medio de bombas manuales y entra a través de un orificio lateral. La presión aplicada se mide por medio de un manómetro de carátula.

Las celdas hidráulicas de carga son las más recomendables por su bajo costo de adquisición, facilidad de operación y confiabilidad de comportamiento a largo plazo.

b).- Celdas con deformómetros eléctricos.

Esencialmente son cilindros huecos de acero, instrumentados con deformómetros eléctricos, que forman parte del vástago - del ancla o se colocan exteriormente en el sistema de postensa--do.

Estas celdas de carga se recomiendan solo para efectuar mediciones a control remoto de sistemas de anclaje. Para asegurarse de su buen comportamiento, debe verificarse su estabilidad a largo plazo antes de colocarlas.

Existen dos tipos de celdas que usan deformómetros eléctricos. Los primeros consisten en un cilindro hueco que permite el paso del vástago del ancla. El exterior del cuerpo está instrumentado con deformómetros del tipo strain gages formando un puente com--pleto que se compensa por temperatura; esta instalación está protegida por medio de un cilindro metálico delgado. Este tipo de - celdas cuenta con un sistema de cuñas en su base que facilita la

instalación (fig. 4. 59.).

Los segundos están constituidos por un cilindro metálico hueco, con extremos roscados al vástago del ancla y que está instrumentado interiormente con deformómetros eléctricos del tipo - strain gages formando un puente completo compensado por temperatura (fig. 4. 60.) o con deformómetros tipo cuerda vibrante (fig. 4. 61.). Las celdas de este tipo forman parte del vástago del ancla y no son desmontables.

Los deformómetros eléctricos requieren para su lectura de un amplificador exterior portátil o de un sistema de lectura remota.

c).- Celdas con deformómetros fotoelásticos.

Estas celdas están formadas por un cuerpo metálico hueco para permitir el paso del vástago del ancla. Al centro del cuerpo se instala un medidor fotoelástico que lleva incorporado el conjunto de placas polarizadas y espejos que permite la lectura inmediata de el patrón de bandas que se desarrollan, desde una distancia no mayor de 6.0 m, empleando dispositivos ópticos de amplificación (fig. 4. 62.). Estas celdas se colocan generalmente en el sistema de postensado del ancla.

Dichas celdas de carga no son recomendables para efectuar mediciones a largo plazo por ser muy sensibles a sufrir cambios importantes por efectos de la temperatura y la humedad.

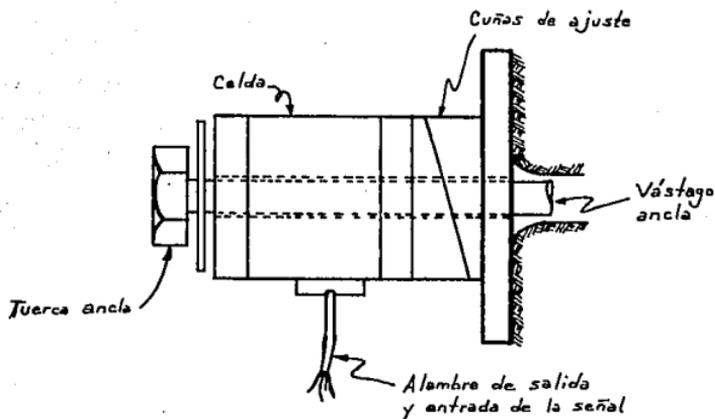


Fig. 4. 59.- Celda con deformómetros eléctricos de instalación.

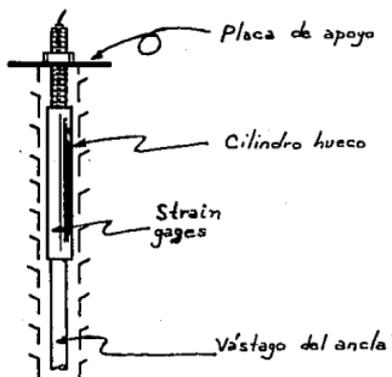


Fig. 4. 60.- Celdas con deformómetros eléctricos del tipo strain gages.

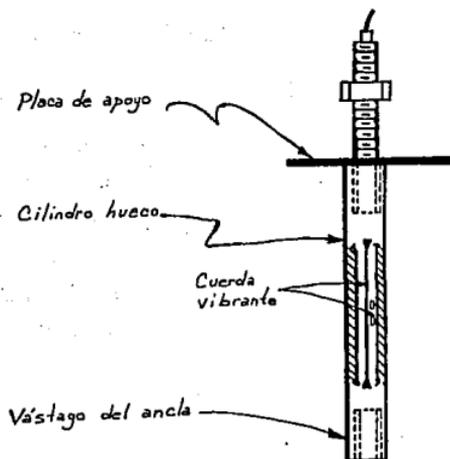


Fig. 4. 61.- Celda con deformómetros eléctricos del tipo cuerda vibrante.

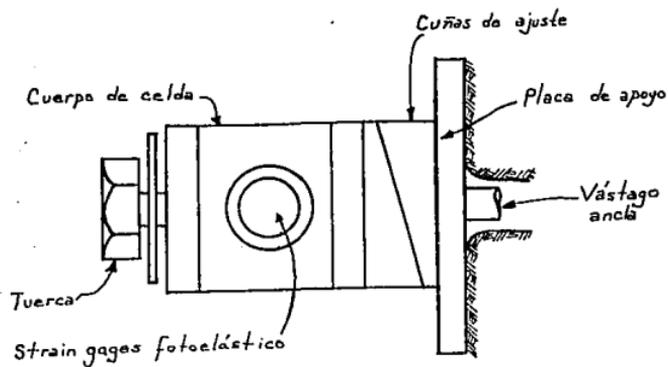


Fig. 4. 62.- Celda con deformómetros fotoelásticos.

#### 4. 5. 3. 2.- Medición de esfuerzos in situ.

Estas técnicas de medición se emplean para estimar el estado de esfuerzos de un macizo rocoso antes y después de una construcción, y para determinar también los esfuerzos que se desarrollan en pilares de roca.

Los instrumentos que se utilizan para llevar a cabo dichas mediciones pueden ser: gatos planos, aparato de Hast, celdas Glibet o piezómetros.

##### a).- Gatos planos.

Se emplean para la medición de esfuerzos normales en la zona cercana a la superficie de un macizo rocoso, en la pared de una excavación o en un pilar de roca.

El procedimiento consiste en practicar una ranura de 3 cm de espesor y 60 de profundidad en la superficie de la roca y relajar los esfuerzos del sitio; antes del ranurado, se determinan con precisión  $\pm 0.003$  mm las distancias entre tres parejas de puntos de referencia localizados en ambos lados de la ranura. Después del ranurado, se vuelven a medir las distancias entre las tres parejas de puntos; posteriormente se introduce y cementa el gato plano, cuando el cemento se ha endurecido se aplica presión hidráulica hasta que la distancia entre los puntos vuelve a ser la inicial; se considera que esta presión medida es igual al esfuerzo normal del sitio.

El gato plano está formado por dos placas de acero de 40 x 40

centímetros soldadas en su perímetro, se le inyecta aceite a presión con una bomba manual conectada al gato con un tubo flexible, y en la medición de esta presión se emplean tres manómetros de carátula interconectados, cuyas presiones de trabajo están en relación uno a cinco. Usualmente se colocan estos gatos según dos ejes ortogonales para definir los esfuerzos normales al eje del instrumento; es aconsejable poner un tercer gato en otra dirección (fig. 4. 63.).

Para la medición de las deformaciones se emplea un deformómetro tipo Whittemore (fig. 4. 64.) y los puntos de apoyo para estas mediciones son referencias metálicas con asientos cónicos (fig. 4. 65.).

#### b).- Aparato de Hast.

Se utiliza para la medición de esfuerzos normales in situ de un macizo rocoso. El método consiste en colocar una celda de carga sensible (fig. 4. 66.) en el interior de un barrenado de 2.5 cm de diámetro y profundidad de 15 cm. La celda se presfuerza por medios mecánicos desde el exterior, posteriormente se efectúa una sobre barrenación concéntrica de 10 cm de diámetro con una broca de diamante. El esfuerzo que se relaje, registrado por la celda sensible, se considera igual al esfuerzo normal en ese punto asociado a la dirección de medición; la prueba se realiza en grupos de tres direcciones a cada  $60^{\circ}$ .

La celda sensible debe ser capaz de registrar confiablemente incrementos de esfuerzos de  $1.0 \text{ kg/cm}^2$ . Por su parte, el sistema de presfuerzo debe ser suficiente para proporcionar un esfuerzo

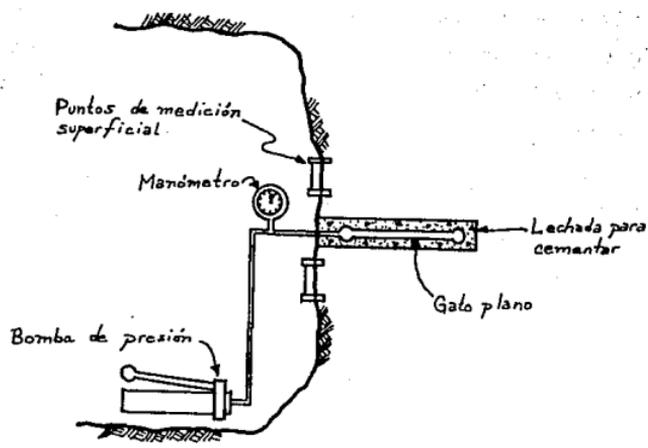


Fig. 4. 63.- Gatos planos.

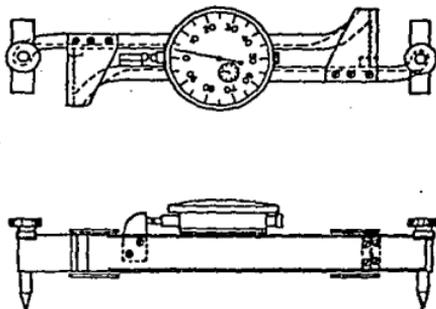


Fig. 4. 64.- Deformómetro tipo Whittemore.

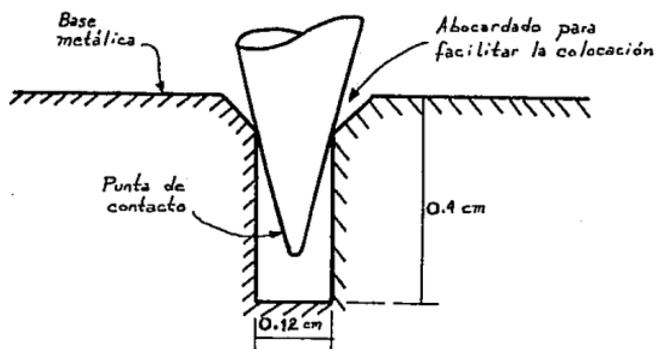


Fig. 4. 65.- Puntos de referencia para medición con aparato tipo Whittemore.

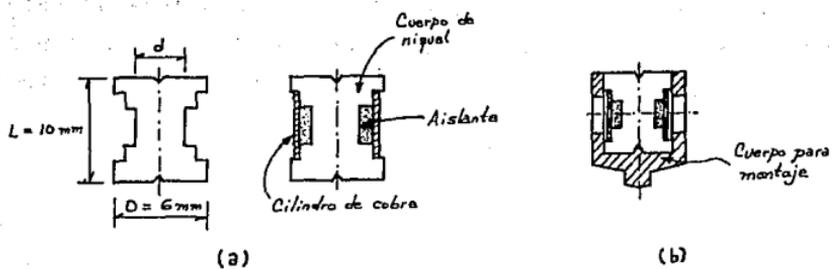


Fig. 4. 66.- Elemento sensor del aparato de Hast.

de 200 kg/cm<sup>2</sup>.

La celda sensible está montada dentro de un cuerpo metálico - que tiene un lado plano y el otro en forma de navaja. El lado - plano de este cuerpo se apoya en un sistema de cuñas que actúa - por medio de una barra cónica (fig. 4. 67.). El sistema formado por la celda sensible y las cuñas se actúa desde el exterior por medio de un sistema de barras, que están referenciadas para poder garantizar la orientación correcta de este.

c).- Celdas Glibetzl.

Se emplean para la medición de los esfuerzos totales que se desarrollan en el contacto de las estructuras y la roca.

La celda sensible está formada por una celda hueca construida con dos láminas de acero, troqueladas para formar un cilindro de 35 cm de diámetro y de 1 a 2 cm de espesor, soldadas eléctricamente y con dos tubos para efectuar la conexión al sistema de medición y para realizar la purga. Este cilindro se llena de aceite desaerado y se conecta con un sensor neumático de diafragma - formando un sistema cerrado (fig. 4. 68.).

La lectura de este dispositivo se obtiene equilibrando la presión desarrollada por el aceite del interior de la celda que actúa por un lado del diafragma del sensor por medio de la aplicación de una presión neumática desde el exterior.

En la instalación de estas celdas debe cuidarse que se apoyen uniformemente; en el caso de colocarse en ranuras, estas se de--

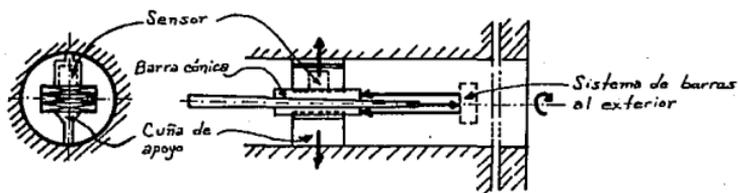


Fig. 4. 67.- Sistema para fijación del aparato de Hast.

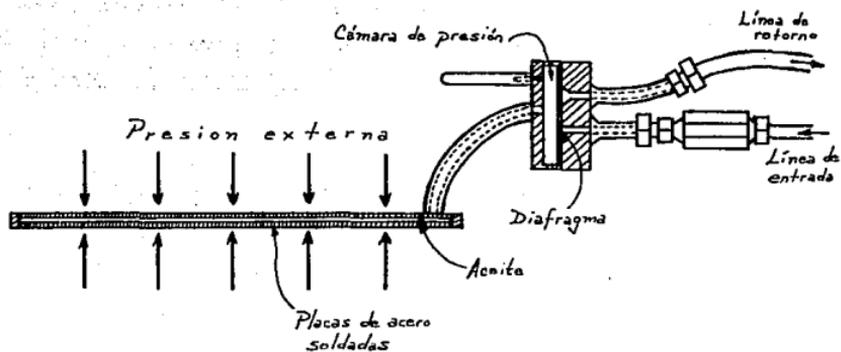


Fig. 4. 68.- Celda Glibetzl.

ben rellenar con cemento con aditivo expansor.

d).- Piezómetros.

Se emplean para la medición de presión de agua dentro de un macizo rocoso. Los sensores que se recomiendan deberán tener un desplazamiento volumétrico máximo durante la medición de 0.5 cm<sup>3</sup>. Estas características pueden lograrse empleando piezómetros de tipo neumático o electroneumático de membrana plana.

La instalación del sistema piezométrico deberá garantizar el sello lateral con las paredes de la perforación, que aisle el sensor dentro de la zona de medición que se elija.

4. 5. 4.- Medición de vibraciones.

Los instrumentos para la medición de vibraciones deberán ser empleados para la evaluación del comportamiento de obras sujetas a fenómenos dinámicos, tanto naturales, como sismos, o inducidos, como explosiones, vibración de tuberías y maquinaria.

Para la elección de los instrumentos necesarios para llevar a cabo estas mediciones se recomienda fijar los intervalos de medición respecto a frecuencia de vibración, aceleración, velocidad y desplazamiento máximo de los eventos por medir.

Las respuestas dinámicas de los aparatos de medición empleados para la detección de fenómenos transitorios, están condicionadas por los sensores. Las características dinámicas de los sen

sores se eligen en función de las frecuencias naturales de vibración del sistema, la frecuencia de excitación externa y del amortiguamiento.

A continuación se describen algunos instrumentos para la medición de las vibraciones, éstos son: sismógrafo, acelerógrafo, -sismoscopio y detector microsísmico.

#### 4. 5. 4. 1.- Sismógrafos.

Este instrumento se usa para medir la velocidad de las partículas inducida por un fenómeno dinámico. La medición se debe llevar a cabo en tres direcciones ortogonales simultáneamente, obteniéndose el registro del evento como una gráfica del tiempo contra velocidad.

Los sismógrafos constan generalmente de tres sensores colocados ortogonalmente (de ahí la forma de medición), integrados a un sistema de nivelación que permite la colocación vertical de uno de ellos; están conectados a un circuito electrónico de amplificación y un sistema para registro de datos.

Los sensores pueden ser sistemas de masa-resorte-amortiguamiento con frecuencia natural de vibración y relación de amortiguamiento diseñadas para la medición de velocidades. Los desplazamientos de los sensores producen una señal analógica proporcional a la velocidad, por medio de medidores de deformación (strain gages), de un material piezoeléctrico o un circuito de retroalimentación.

La señal emitida por los sensores se amplifica por medio de un circuito electrónico para adecuarla a la operación del sistema de registro. Generalmente, los sistemas de amplificación tienen un intervalo de sensibilidad variable que permite obtener la amplificación deseada.

Los aparatos deben tener un sistema doble de registro, uno del tipo gráfica en papel y otro de registro electrónico a base de cinta magnética o fotográfico. También es conveniente que el sismógrafo tenga interconstruido un sistema de auto-calibración.

Se recomienda este instrumento para la medición de los efectos sobre estructuras y cimentaciones causadas por explosiones y operación de maquinaria.

Las características de los sismógrafos que se recomiendan son:

Frecuencia	0.1 a 200 hz.
Desplazamiento	$2.5 \times 10^{-5}$ a $2.5 \times 10^{-1}$ cm.
Velocidad	$2.5 \times 10^{-5}$ a 50 cm/seg.
Aceleración	$9.8 \times 10^{-5}$ a $98.1 \text{ cm/seg}^2$ .

#### 4. 5. 4. 2.- Acelerógrafos.

Estos aparatos se emplean para medir aceleraciones del terreno causadas por un sismo, con el fin de obtener información para evaluar la respuesta dinámica de las estructuras.

Estos instrumentos consisten esencialmente en tres sensores - del tipo masa-resorte colocados ortogonalmente, un sistema de amplificación electrónica y otro registro fotográfico o de cinta - magnética, un reloj, un dispositivo de arranque y una fuente de energía; todos estos elementos están contenidos dentro de una caja metálica para protección ambiental.

Para registrar apropiadamente, el aparato cuenta con un sistema de nivelación para colocar uno de los acelerómetros en posición vertical. Los sensores regularmente se diseñan para aceleraciones de 1.0, 0.5 y 0.1 g, de acuerdo a la sensibilidad y frecuencias requeridas.

Se deben registrar los tres componentes ortogonales de la aceleración correlacionada con el tiempo de ocurrencia, su registro podrá ser fotográfico o electrónico analógico o discreto.

Es recomendable que estos instrumentos tengan un sistema de arranque automático calibrado para operar cuando la aceleración inducida alcance el valor mínimo necesario. En el caso de contarse con varios instrumentos en un sitio, estos deberán estar interconectados para arrancar simultáneamente.

La fuente de alimentación de los acelerógrafos consiste en baterías recargables conectadas en flotación con una línea de corriente alterna o con paneles solares.

#### 4. 5. 4. 3.- Sismoscopios.

Son recomendables para obtener in-

formación complementaria sobre los movimientos sísmicos.

Los datos obtenidos con estos aparatos con dificultad permiten identificar la secuencia del movimiento por la influencia de un segundo modo de vibración.

Este dispositivo consiste en un péndulo capaz de moverse en cualquier dirección horizontal; en la parte inferior el sismoscopio tiene un vidrio esférico ahumado, sobre el cual el péndulo graba por medio de una aguja los movimientos que induce un sismo; estos elementos están colocados en un marco rígido, provisto de tornillos para nivelación; el conjunto está protegido con una campana con ventanas transparentes laterales para dar acceso visual al registro.

Es recomendable que los sismoscopios se instalen en la vecindad de los acelerómetros con el fin de evaluar las variaciones de las condiciones locales de los suelos.

#### 4. 5. 4. 4.- Detector microsísmico.

Este tipo de instrumento capta el ruido subaudible producido por fractura o movimiento de una roca. Este ruido puede originarlo una falla en proceso de desarrollo. El instrumento debe ser portátil, tener un geófono capaz de producir una salida mayor de 30 volts/g., un amplificador con salida para audífonos y un sistema de registro permanente de los datos obtenidos del tipo gráfica en papel o de cinta magnética.

La señal amplificada alimenta al sistema de registro, para ob

tener la gráfica tiempo-aceleración y una salida para detección acústica. Este aparato es capaz de registrar aceleraciones de - aproximadamente 0.0003 g.

#### 4. 5. 5.- Dispositivos para la observación de barrenos.

Estos dispositivos generalmente consisten en un sistema que permite la operación a control remoto, de un aparato óptico, una fuente de iluminación, una brújula y un nivel montados en una sonda que se introduce en un barreno. El aparato óptico puede ser una cámara fotográfica o una de televisión.

Se introduce el dispositivo en el interior de un barreno con fin de identificar las rocas, fisuras, fracturas y estratos - puede haber en un sitio. Es recomendable que se empleen cuando no ha sido posible una recuperación satisfactoria de muestras roca.

Además de las cámaras fotográficas y de televisión, existe - otro aparato óptico que se puede utilizar para observar el interior de un barreno, dicho aparato es el estratoscopio.

#### 4. 5. 5. 1.- Estratoscopio.

Instrumento óptico con fuente de - luz propia, permite la observación directa de un barreno hasta - de 4 m de longitud. Su retícula graduada permite medir el ancho de una fisura y, por observaciones con el tiempo, determinar los movimientos que pueden presentar.

La información obtenida con este instrumento se puede registrar en una cámara fotográfica colocada en el ocular del mismo (fig. 4. 69.). La fotografía obtenida con el estratoscopio es de baja resolución.

#### 4. 5. 5. 2.- Cámara fotográfica.

En una sonda cilíndrica de 5 cm de diámetro exterior están montados: una cámara de distancia focal fija para tomar hasta 200 fotografías, tiene una fuente de luz que ilumina la pared del barreno a través de una ventana cilíndrica; hay también un espejo cónico con eje vertical en el que se refleja la imagen que fotografía la cámara. Tiene también incorporados una brújula y un nivel que simultáneamente fotografía la cámara.

La sonda se controla desde el exterior con un dispositivo de sincronización que permite obtener fotografías a cada 3 cm de profundidad.

Con este instrumento se observan y se obtienen fotografías anulares de las paredes del barreno con referencias de orientación y verticalidad que sirven para identificar las rocas y sus discontinuidades y permiten definir el rumbo y el echado de estas últimas.

Las placas fotográficas que se obtienen están distorsionadas y aparecen como anillo. Para su interpretación tienen que ser proyectadas a una pantalla cónica de cristal despolido. Cuando esta pantalla se observa del exterior, la imagen se proyecta sin

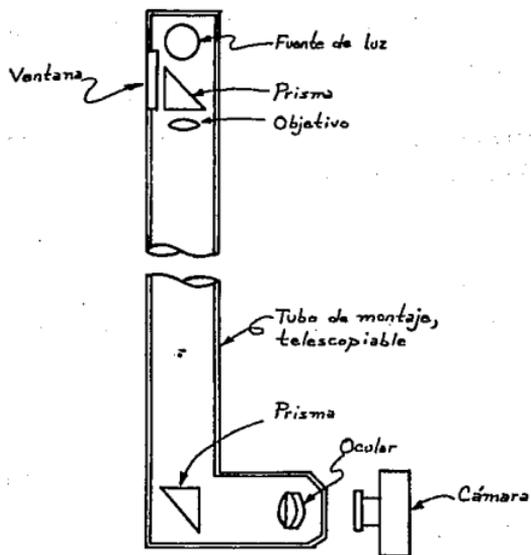


Fig. 4. 69.- Estratoscopio.

distorsiones semejando un espécimen cilíndrico. La placa fotográfica registra las características de las paredes del barreno, la orientación azimutal, la profundidad y el nivel.

#### 4. 5. 5. 3.- Cámara de televisión.

Este dispositivo es similar a la cámara fotográfica. Las ventajas adicionales que tiene, es que se puede obtener un registro continuo e inmediato.

La sonda de observación de este equipo es un tubo de 5 cm de diámetro, tiene una cámara de televisión que gira en el eje de la sonda con un motor síncrono; puede observar las paredes del barreno con lentes cuyo ángulo de visión es hasta  $80^{\circ}$ , tiene también una brújula y un inclinómetro para registrar la orientación y la inclinación de la observación. El operador puede observar las paredes del barreno y elegir los puntos de mayor interés. Con este instrumento se pueden identificar las rocas y sus discontinuidades de manera inmediata.

## CONCLUSIONES

Como se pudo constatar en lo hasta ahora visto en este trabajo de Tesis, la relación que existe entre la microsismicidad y la Mecánica de Rocas se enfoca principalmente a dos aspectos muy importantes, planteados ya en la introducción de este mismo trabajo, los cuales son: por un lado, el daño que las ondas microsísmicas ocasionan en los macizos rocosos y, por consiguiente, a las obras o estructuras efectuadas en éstos; y por el otro, el empleo de las ondas microsísmicas en Mecánica de Rocas para llevar a cabo reconocimientos del subsuelo (exploración) y para la determinación de algunas propiedades de los mantos de roca.

De los dos tipos de origen de las ondas microsísmicas, natural y artificial, se observa que son las ondas originadas artificialmente las que más afectan la integridad de la roca, y entre éstas, las ondas microsísmicas originadas por explosiones son las que modifican con mayor facilidad y rapidez las propiedades y estado de esfuerzos de los macizos de roca de un lugar determinado. Esto es debido a que la energía de la explosión es liberada, por lo general, en la misma zona donde es necesario el uso de explosivos para una obra en particular.

En lo que respecta al empleo de los microsismos en Mecánica de Rocas, se pudo observar que las ondas microsísmicas de origen artificial (originadas por medio de detonaciones o impactos mecánicos) se utilizan para llevar a cabo el reconocimiento geofísico del subsuelo por medio del método sísmico de refracción y el de reflexión. Además, dichas ondas son utilizadas también para poder determinar una propiedad muy importante de las rocas: la -

deformabilidad, la cual se obtiene por medio del método sismo---elástico.

Por todo lo dicho anteriormente, se concluye que la relación que se establece entre la microsismicidad y la Mecánica de Rocas es por medio de una influencia negativa de los microsismos al - afectar la integridad de los mantos rocosos y también por una in- fluencia positiva al ser útil el uso de las ondas microsísmicas para realizar un mejor estudio del subsuelo y de las estructuras de roca.

Debido a la escasa bibliografía disponible sobre la influen--cia de la microsismicidad en la Mecánica de Rocas, se trató de - entrar más en detalle en cada uno de los capítulos que dan forma a esta Tesis con el fin de poder proporcionar una información - más fundamentada a cerca de los temas que en ella se estudian.

Esto último con el objeto de que este trabajo pueda ser utili- zado, además, como fuente de consulta por alumnos de la Carrera de Ingeniería Civil en las Materias de Geología y Mecánica de Ro- cas; también puede ser utilizado para obtener información útil - a todos aquellos Ingenieros que efectúen algún tipo de estudio - de Mecánica de Rocas o lleven a cabo la ejecución de algún pro--yecto en roca.

En particular, consideramos que el haber llevado a cabo la - investigación de este tema de tesis nos fue de gran utilidad ya que nos permitió reafirmar y profundizar sobre los conocimien---tos de Geología, Mecánica de Rocas y conceptos de Sismicidad que se habían adquirido con anterioridad, además de proporcionarnos

una visión más amplia sobre el campo de aplicación de la Geotecnia y, en general, de la Ingeniería Civil.

## G L O S A R I O

**ABRASIVIDAD.** Erosión del material rocoso por la fricción de partículas sólidas (como la arena) puestas en movimiento por el agua, el hielo, el viento o la fuerza de gravedad.

**ACUIFERO.** Formación rocosa permeable, o subsuelo a través del cual se mueve el agua subterránea más o menos libremente.

**AGUA FREÁTICA.** Agua subterránea dentro de la zona de saturación.

**AGUA INTERSTICIAL.** La contenida en los poros entre los granos de rocas.

**AGUA METEÓRICA.** La que se produce o se deriva de la atmósfera.

**ALABASTRO.** Yeso compacto de grano fino.

**ALUVION.** Cualquier tipo de detritus depositados por corrientes.

**AMPLITUD.** Valor máximo alcanzable por una magnitud variable periódicamente.

**ARCILLA.** Roca sedimentaria detrítica constituida por partículas minerales de tamaño inferior a cuatro micras. Sus componentes principales son la lámina silícica y la lámina aluminica.

**ATMÓSFERA.** Envoltura gaseosa que rodea la Tierra. Unidad de presión equivalente a  $1.01325 \times 10^5$  Pa ( $1 \text{ Pa} = 1 \text{ N/m}^2$ ).

**ATOMO.** Partícula o estructura extremadamente pequeña que forma - la unidad básica de todo elemento. Contiene protones, neutrones y electrones.

**AZIMUT.** El azimut de una línea es el ángulo que se mide sobre un plano horizontal a partir del extremo norte de la meridiana en - el sentido del movimiento de las manecillas del reloj. Este ángu lo puede ser de  $0^{\circ}$  a  $360^{\circ}$ .

**BAR.** Unidad de presión igual a un millón de barias ó  $10^5$  Pa.

**BARIA.** Unidad de presión del sistema cegesimal equivalente a una dina por centímetro cuadrado.

**BARRENACION.** Acción y efecto de agujerar o perforar.

**BARRENA.** Instrumento o barra de acero que sirve para taladrar o hacer perforaciones en rocas, sondar terrenos, etc.

**BIPOLAR.** Dícese del interruptor eléctrico que cierra o abre si-- multáneamente el circuito de dos polos. Adj. De dos polos.

**BRECHA.** Roca sedimentaria fragmentada parecida a un conglomerado, pero con fragmentos angulares en vez de redondeados.

**BUZAMIENTO.** El ángulo al que un estrato, filón o dique, se incli na desde la horizontal.

**CABECEAR.** Formar los extremos de los cilindros de concreto con - azufre, de tal forma que estos queden perfectamente perpendicula

res al eje longitudinal del mismo.

**CALICATA.** Reconocimiento del subsuelo mediante sonda o barrena.

**CANTERA.** Lugar de extracción de material rocoso para diferentes usos.

**CAVIDAD.** Espacio hueco dentro de un cuerpo de roca ígnea, principalmente.

**CELERIDAD.** Prontitud, rapidez, velocidad.

**CLIVAJE.** La tendencia de ciertos minerales a romperse en diferentes direcciones, mostrando caras relativamente lisas.

**COHESION.** Acción y efecto de reunirse las cosas entre sí o la materia de que están formadas. Unión entre las moléculas de un cuerpo.

**CONGLOMERADO.** Una roca clástica sedimentaria compuesta de grava o piedra cementada.

**CONSOLIDACION.** Proceso por el cual el sedimento se transforma en roca sólida.

**CUENCA.** Area de la que una corriente y sus tributarios reciben su agua.

**CUÑA DE BARRENACION.** Pieza de metal terminada en ángulo diedro muy agudo. Sirve para dividir cuerpos sólidos, para ajustar o

apretar uno con otro, para calzarlos o para llenar alguna raja o hueco. Parte de la roca preparada para recibir los mecanismos de medición para alguna prueba.

CHASQUIDO. Ruido seco y súbito que producen al romperse, rajarse o desgajarse las rocas.

GHIMENEA VOLCANICA. Conducto que en los volcanes unen al cráter con el magma. Por él sale la lava al exterior.

DEFORMACION UNITARIA. Cambio de dimensiones de la materia como reacción a un esfuerzo; tal como el cambio de longitud por unidad de longitud (alargamiento total dividido entre la longitud original), cambio de anchura por unidad de anchura, cambio en volumen por unidad de volumen.

DEBITA. Planicie a la que subyace un conjunto de sedimentos que se acumulan donde una corriente fluye hacia una extensión de agua estancada, reduciendo repentinamente su velocidad y fuerza de transporte.

DETRITUS. Acumulación de fragmentos de roca procedentes de la desintegración de rocas más antiguas.

DIABASA. Roca eruptiva efusiva constituida esencialmente por una plagioclasea y piroxénos. Deriva del magma gábrico.

DILATANCIA TERMICA. Aumento de volumen que experimenta un cuerpo cuando se eleva su temperatura.

**DILATOMETRO.** Instrumento para medir la dilatación térmica de sólidos, líquidos y gases.

**DUCTILIDAD.** Dícese de los metales que admiten grandes deformaciones mecánicas en frío sin llegar a romperse. Se aplica a los metales que mecánicamente se pueden extender en hilos o alambres.

**DURALUMINIO.** Aleación ligera de aluminio y cobre con algo de magnesio, manganeso y silicio; de gran dureza, ligereza y resistencia.

**ECHADO.** Es el ángulo agudo (menor de  $90^{\circ}$ ) que se forma entre el plano inclinado de cualquier roca y la horizontal, es decir, entre la inclinación de la roca y el plano horizontal imaginario.

**EFERVESCENCIA.** La reacción siseante causada cuando un mineral está sometido a un ácido.

**ELASTICIDAD.** Propiedad de los materiales, incluyendo las rocas, que define qué tanto pueden resistir deformaciones pequeñas de las que se recuperan completamente cuando cesa la fuerza que las produce.

**ELECTRICO.** Que tiene o comunica electricidad.

**ELEMENTO.** Una sustancia que no puede descomponerse en otras por métodos químicos ordinarios.

**ENLUCIDO.** Blanqueado; capa de yeso en las rocas.

**ENVOLVENTE.** Para una familia de curvas o de superficies, dícese respectivamente, de la curva o superficie que es tangente a cada una de las de la familia.

**EPIDOTA.** Silicato de hierro, calcio y aluminio, característico del metamorfismo de bajo grado, que se presenta asociado con clorita y albita de las facies de esquistos verdes. Se forma alrededor de un tetraedro independiente.

**ESCARPA.** Escarpado o acantilado.

**ERG O ERGIO.** Unidad de trabajo en el sistema CGS. Representa el trabajo necesario para desplazar un centímetro el punto de aplicación de una fuerza de 1 Dina en la dirección de ésta.

**ESPATO.** Cualquier mineral de estructura laminar.

**ESTALACTITA.** Colgantes suspendidos del techo de una cueva, en forma de carámbanos, dejados por la evaporación de soluciones gotteando del techo de dicha caverna.

**ESTALAGMITA.** Poste de forma cónica que crece por la evaporación de soluciones en el piso de una cueva o caverna.

**ESTANQUEIDAD.** Calidad de estanco.

**ESTANCO.** Que no hace agua por sus costuras.

**ESTRATO.** Una sola capa, o cama de roca sedimentaria sin tener en cuenta el espesor.

**ESTRIA.** Pequeños grabados o rayas finas, que van paralelas una -  
junto a la otra, sobre superficies de fallas o de rocas sobre -  
las que se ha movido el hielo.

**EXPOLIACION.** Proceso por el que hojas o escamas concéntricas se  
separan de superficies rocosas desnudas, a causa del intemperis-  
mo.

**EXTENSOMETRO.** Instrumento de precisión utilizado para medir las  
deformaciones de la roca sometida a esfuerzos de tensión o de -  
compresión.

**FALLA.** Fractura en la roca a lo largo de la cual ha habido movi-  
miento.

**FENOCRISTO.** Cristal típico y relativamente grande en una roca -  
ígneas rodeado por granos más pequeños.

**FILON.** Fisura o fractura rellena de materia mineral depositada -  
a partir de soluciones de aguas subterráneas.

**FISURA.** Extensa fractura o rotura de las rocas.

**FOLIACION.** Laminación estructural producida durante el metamor-  
fismo. Los esquistos están foliados.

**FLINT.** Determinada clase de vidrio óptico de alta potencia dis-  
persiva.

**FOCO.** El punto dentro de la Tierra en donde se originan un con-

junto dado de ondas sísmicas.

**FOTOGEOLOGIA.** Método de investigación geológica basado en el estudio de fotografías aéreas.

**FRECUENCIA.** En un movimiento periódico, número de vibraciones por unidad de tiempo. Se mide en Hertz.

**FRIABILIDAD.** Que se desmenuza fácilmente.

**GENERADOR.** Máquina que proporciona energía eléctrica.

**GENERATRIZ.** Dícese de la línea o figura generadora. Dícese de la máquina que convierte la energía mecánica en eléctrica.

**GEOFISICA.** Parte de la Geología que aplica los principios y métodos de la Física al estudio de la Tierra.

**GEOLOGIA ESTRUCTURAL.** Es la rama de la Geología que trata del estudio de la arquitectura terrestre de las rocas y sus interrelaciones.

**GEOFONO.** Sismógrafo utilizado en las prospecciones sísmicas.

**GEOTERMIA.** Rama de la Geofísica que trata de los fenómenos térmicos del interior de la Tierra.

**GRADIENTE HIDRAULICO.** Carga hidrostática del agua subterránea dividida entre la distancia de recorrido entre dos puntos. Si la carga es de 10 m entre dos puntos que distan 100 m uno del otro,

el gradiente hidráulico es de 0.1, o sea, de 10%.

**GRAVEDAD.** Atracción que se manifiesta entre la Tierra y los cuerpos situados en su superficie o cerca de ella.

**GUMMITA.** Producto de la alteración pseudomórfica de la uraninita a la que acompañan otros minerales en numerosos yacimientos.

**HETEROGENEIDAD.** Mezcla de partes diferentes o de diversa naturaleza en un todo.

**HERTZ.** Unidad de frecuencia correspondiente a un período (del fenómeno periódico de que se trate) de 1 segundo. Se denomina también ciclo/segundo. Su símbolo es Hz.

**HOMOGENEO.** De la misma naturaleza; que consta de las mismas partes. Compuesto cuyos elementos son de igual naturaleza.

**IMPEDANCIA.** Cociente entre la tensión eficaz aplicada a un circuito eléctrico o electrónico y la intensidad que por él circula. En una corriente continua la impedancia es una resistencia óhmica, y en una corriente alterna es el conjunto de las resistencias óhmicas y las reactancias capacitativas e inductivas.

**IN SITU.** En su posición natural o en su lugar de origen.

**INTEMPERISMO.** El desgaste natural, físico y químico de las rocas por las condiciones atmosféricas.

**INTERSTICIO.** Espacio microscópico que media entre dos cuerpos o

entre dos partes de un mismo cuerpo.

**INTRINSECA.** Valor intrínseco de una cosa, el que tiene de por sí.

**INTRUSION.** Roca ígnea que, mientras estaba en una condición fluida se abrió paso dentro de otra roca.

**ISOMORFO.** Que tiene forma cristalina semejante.

**ISOSISTAS.** Líneas imaginarias sobre la superficie de la Tierra - que unen puntos de igual perturbación sísmica.

**ISOTROPIA.** Fenómeno por el que ciertos cuerpos presentan una o - más propiedades semejantes que no dependen de la dirección en - que se miden.

**JUNTA.** Fractura en una formación rocosa a lo largo de la que no hay evidencia de desplazamiento.

**KILO.** Prefijo, que antepuesto a una unidad de medida, significa mil veces su valor.

**KILOTON.** Unidad de potencia explosiva equivalente a la potencia explosiva de 1 000 toneladas de trinitotolueno (TNT).

**LASTRE.** Roca de mala calidad.

**LAVA.** Material rocoso fluido que sale de un volcán o de una fisura en la corteza terrestre. Magma que llega a la superficie.

**LITIFICACION.** El complejo proceso que convierte los sedimentos - no consolidados en roca sólida.

**MACLADO.** Agregado cristalino constituido por dos o más cristales que pueden ser llevados a posiciones paralelas por un giro de -  $180^{\circ}$  alrededor de un eje interno del agregado, o por una reflexión a través del plano.

**MAGMA.** Material de roca en fusión bajo la superficie de la Tierra y de la cual se forman las rocas ígneas.

**MANOMETRO.** Instrumento para medir presiones en gases y líquidos.

**MEGA.** Prefijo que antepuesto a una unidad de medida aumenta un millón de veces el valor de la misma.

**MEGATON.** Fuerza explosiva igual a un millón de toneladas de TNT. Equivale a mil kilotones.

**MESETA.** Monte bajo y aplanado, bordeado, al menos por un lado, - por un escarpado fuerte.

**MICRA.** Milésima parte de un milímetro.

**MILONITIZADO.** Roca que ha sufrido un intenso proceso de metamorfismo dinámico en el que han actuado fuertes presiones orientadas, lo que ha provocado su fragmentación y fracturación.

**NEUTRON.** Partícula elemental del núcleo atómico, de carga eléctrica nula y cuya masa es aproximadamente igual a la del protón.

**NEWTON.** Es la fuerza requerida para proporcionar a un cuerpo con masa de 1 kg, una aceleración de  $1 \text{ m/s}^2$  ( $1 \text{ N} = 1 \text{ kg}\cdot\text{m/s}^2$ ). Unidad de fuerza en el Sistema Internacional de Medidas (MKS).

**NIVEL FREÁTICO.** La superficie superior de la zona subterránea de bajo de la cual las aberturas de las rocas están llenas de agua. En general, es más alto bajo las lomas y más bajo en los valles.

**OHMS.** Unidad de resistencia eléctrica. Un ohms es la resistencia existente entre los extremos de un conductor cuando la diferencia de potencial es de un voltio y la intensidad es de un amperio.

**OQUEZAD.** Espacio que en un cuerpo de roca sólida queda vacío, natural o artificialmente.

**OROGENIA.** Proceso de pliegues y fallas que se traduce en la formación de cordilleras.

**OXIDACION.** La unión química del oxígeno con otras sustancias.

**PARALELEPIPEDO.** Poliedro limitado por seis caras paralelas dos a dos que son paralelogramos.

**PASCAL.** Un Pascal es una unidad de presión equivalente a  $1 \text{ N/m}^2$ .

**PENDULO SIMPLE.** Sistema capaz de oscilar alrededor de un punto o eje constituido por un hilo de suspensión largo del cual pende un cuerpo de gran masa. El plano de oscilación del péndulo varía con el movimiento de rotación de la Tierra.

**PERIODO.** Mínimo intervalo de tiempo invertido por un fenómeno periódico para volver a pasar por la misma posición o adquirir los valores en las funciones horarias.

**PETROGRAFIA.** El estudio descriptivo de las rocas.

**PLASTICO.** Dícese del material que, mediante una compresión más o menos prolongada, puede cambiar de forma y conservar ésta de modo permanente a diferencia de los cuerpos elásticos.

**POLARIZACION.** El establecimiento de una diferencia de potencial entre dos conductores. En Optica, es la propiedad de algunos rayos que se propagan según direcciones perfectamente definidas al atravesar un cierto medio.

**PORO.** Espacio vacío entre las moléculas de un cuerpo.

**POTENCIOMETRO.** Dispositivo para medir diferencias de potencial.

**PRECIPITACION.** Caída de agua de la atmósfera en forma de lluvia, nieve o granizo.

**PRESION.** Fuerza que ejerce un cuerpo sobre cada unidad de superficie (fuerza por unidad de área que se aplica al lado exterior de un cuerpo).

**PROFUSION.** Abundancia en la que se da, expande, derrama, etc.

**PUENTE DE WHEATSTONE.** Dispositivo inventado en 1843 por el físico británico Charles Wheatstone, que se utiliza para efectuar me

didias rápidas y precisas de resistencias.

RADIACION. Emisión de ondas o corpúsculos materiales por parte de una fuente.

RADIOACTIVIDAD. Desintegración espontánea del núcleo atómico, con una liberación de energía (partículas atómicas y radiaciones electromagnéticas).

RADIOISOTOPO. Isótopo radiactivo de un elemento que se produce artificialmente mediante bombardeo con partículas de elevada energía (protones o neutrones).

REFLECTANCIA ESPECTRAL. El reflejo de la luz producido por el resultado obtenido al desdoblar un haz heterogéneo de radiación electromagnética en sus distintos componentes de diferente longitud de onda.

REFLEXION DE ONDA. Cambio de dirección que experimenta un sistema ondulatorio en su trayectoria al incidir en una superficie reflectante.

REFRACCION DE ONDA. Cambio de dirección que experimenta un sistema ondulatorio en su trayectoria al pasar de un medio a otro de distinta refringencia.

REOLOGIA. Rama de la ciencia que abarca las tradicionales ciencias de la resistencia de materiales y elasticidad, por una parte y de la mecánica de los fluidos por otra, así como los casos intermedios, los cuales se distinguen con los nombres de visco-

elasticidad, etc. Por lo indicado anteriormente se comprende que la reología haya sido definida como el estudio de la deformación y del flujo de la materia.

REPTACION. Locomoción, desplazando el cuerpo sobre una superficie, sin ayuda de miembros.

RUMBO. La dirección, o dirección de la brújula, del afloramiento de un estrato inclinado, filón, dique o fractura sobre una superficie de nivel. Siempre es perpendicular a la dirección del buzamiento.

SELENITA. Espejuelo, yeso cristalizado.

SONDA. Dispositivo utilizado para el estudio del subsuelo que puede descender a grandes profundidades.

TEMPLETE. Armazón pequeño que sirve para soportar cualquier clase de objeto, maquinaria e incluso personas.

TERMOPAR. Par termoeléctrico.

TETRAPOLAR. De cuatro polos.

TIEMPO DE RETARDO. Tiempo de retraso de milisegundos que se le da a la sucesiva detonación de explosivos.

TOCONES. Parte del tronco de un árbol que queda unida a la raíz cuando lo cortan por el pie.

TOBA. Geniza volcánica consolidada.

TRABAZON. Enlace de dos o más cosas.

URANITA. Mineral compuesto esencialmente de óxido de uranio.

VENTANA ATMOSFERICA. Abertura que se produce en la atmósfera.

VETA. Un cuerpo de roca ígnea tabular que está introducido dentro de los estratos rodeantes de roca.

VIDRIO VOLCANICO. Vidrio natural producido cuando la lava se enfría rápidamente que no permite la cristalización. Ejemplos: pómez, obsidiana y escoria.

VISCOSIDAD. Fricción interna de un fluido que ofrece resistencia a fluir.

VOITIO. Unidad de fuerza electromotriz (voltaje, tensión, diferencia de potencial, caída de potencial o desnivel eléctrico). - Un voltio internacional es igual a 1.00034 voltios absolutos.

WATT. Unidad de potencia eléctrica que equivale al trabajo que hace en un segundo una corriente constante de un amperio que circula bajo una presión de un voltio.

YESO. Mineral corriente que consiste en sulfato de calcio hidratado. Variedades: selenita, espato satinado y alabastro.

## B I B L I O G R A F I A

- 1.- "Geología simplificada", William H. Matthews III. Compañía General de Ediciones, S. A. México, D. F., 1968.
- 2.- "Geología: Principios y procesos", Emmons William Harvey. - Editorial Mc Graw-Hill. Madrid, 1963.
- 3.- "Geología", Richard M. Pearl. Editorial C.E.C.S.A. México, D. F., 1971.
- 4.- "Geología para ingenieros", F. G. H. Blyth, M. H. De Freitas. Editorial C.E.C.S.A. México, D. F., 1989.
- 5.- "Geología aplicada a la ingeniería civil", Robert Legget y Paul F. Karrow. Editorial Mc Graw-Hill. México, 1986.
- 6.- "Geología para ingenieros", Robert F. Legget. Editorial Gustavo Gili, S. A. Barcelona, 1964.
- 7.- "Geología para ingenieros", Antonio Peraffan L.; Popayan, Colombia, 1978.
- 8.- "Geotecnia básica", Antonio Peraffan L.; Popayan, Colombia, 1986.
- 9.- "Mecánica de rocas en la ingeniería civil", Erast G. Gaziev. Compañía Mexicana Aerofoto. México, 1969.

- 10.- "Apuntes de Geotecnia IV", Carlos Díaz Mora. Ed. Facultad de Ingeniería, U.N.A.M., México, 1985.
- 11.- "Algunos métodos de campo en Mecánica de rocas", Sergio W. Covarrubias. Tesis Doctoral. Instituto de Ingeniería, U.N.A.M., México, 1965.
- 12.- "Mecánica de suelos" Vol. I, E. Juárez Badillo y A. Rico Rodríguez. Editorial Limusa. México, D. F., 1982.
- 13.- "Excavaciones subterráneas en roca", E. Hoek y E. T. Brown. Editorial Mc Graw-Hill. Nueva York, 1985.
- 14.- "Presas de tierra y enrocamiento", R. J. Marsal y D. Reséndiz. Editorial Limusa. México, 1975.
- 15.- "Exploración y muestreo en roca", Agustín Ruiz De la Peña. Simposium de la Sociedad Mexicana de Mecánica de Rocas, A. C., Octubre de 1978.
- 16.- "Sismicidad en la Cuenca del Valle de México", Jesús Figueroa A.; Folleto del Instituto de Ingeniería, U.N.A.M., México, 1971
- 17.- "Introduction to seismology", Markus Bath. División of John Wiley and Sons, Inc.; New York, 1973.
- 18.- "Terremotos", Alejandro Nava. La Ciencia desde México, Fondo de Cultura Económica, S.A. de C.V.; México, 1987.

- 19.- "Geografía sísmica", Manuel Muñoz Lumbier. Secretaría de la Economía Nacional, Oficina de Geografía Económica; México, 1978.
- 20.- "Efectos y controles de vibración y ruido en voladuras a cielo abierto", A. Moriel.; IV Reunión Nacional de la Sociedad Mexicana de Mecánica de Rocas; "La Mecánica de Rocas - en las Obras Civiles y Mineras"; Taxco, Gro. 1993.
- 21.- "Sistemas de soporte de excavaciones subterráneas mediante anclas de fricción", Arturo A. Bello Maldonado; Geosistemas, S. A.; Simposium de la Sociedad Mexicana de Mecánica de Rocas: "La Mecánica de Rocas en México"; México, D. F., 1982.
- 22.- "Tecnología de colocación de anclas", Solum.
- 23.- "Sistemas de anclaje para rocas", Geosistemas, S. A.
- 24.- "Regiones tectónicas y estado actuales de esfuerzo en México", R. J. Padilla y Sánchez; II Reunión Nacional de la Sociedad Mexicana de Mecánica de Rocas; México, D. F., 1987.
- 25.- "Algunos efectos de las filtraciones en la estabilidad de las masas rocosas", Jesús Alberro Aramburo.; Primera Conferencia Magistral "Profesor Radl J. Marsal"; IV Reunión Nacional de la Sociedad Mexicana de Mecánica de Rocas; Taxco, Gro., 1993.

- 26.- "Determinación aproximada de la deformabilidad de una masa rocosa", Arturo A. Bello Maldonado y Alberto Porras López; IV Reunión Nacional de la Sociedad Mexicana de Mecánica de Rocas: "La Mecánica de Rocas en las Obras Civiles y Minas"; Taxco, Gro., 1993.
- 27.- "Sistemas de soporte de excavaciones subterráneas en roca", Andrés Moreno Fernández; Grupo I.C.A.; México, 1975.
- 28.- "El método sísmo-elástico en los reconocimientos geomecánicos", F. Bello Mariano; Laboratorio de Reología y Geotecnia, Centro de Estudios Hidrográficos; Madrid, 1963.
- 29.- "Pruebas de campo y laboratorio", Leopoldo Espinosa G.; Manual de Diseño de Obras Civiles, B. 3.4., Mecánica de Rocas; Comisión Federal de Electricidad, Instituto de Investigaciones Eléctricas; México, 1980.
- 30.- "Estabilidad de taludes", Leopoldo Espinosa G.; Manual de Diseño de Obras Civiles, B. 3.1., Mecánica de Rocas; Comisión Federal de Electricidad, Instituto de Investigaciones Eléctricas; México, 1980.
- 31.- "Obras subterráneas", Leopoldo Espinosa G.; Manual de Diseño de Obras Civiles, B. 3.2., Mecánica de Rocas; Comisión Federal de Electricidad, Instituto de Investigaciones Eléctricas; México, 1980.

- 32.- "Tratamiento de macizos rocosos", Leopoldo Espinosa G.; Manual de Diseño de Obras Civiles, B. 3.5., Mecánica de Rocas; Comisión Federal de Electricidad, Instituto de Investigaciones Eléctricas; México, 1980.
- 33.- "Instrumentación en Mecánica de Rocas", Leopoldo Espinosa - G.; Manual de Diseño de Obras Civiles, B. 3.6., Mecánica - de Rocas; Comisión Federal de Electricidad, Instituto de - Investigaciones Eléctricas; México, 1980.
- 34.- "Construcciones en roca", Colegio de Ingenieros Civiles de México, A. C.; México, 1965.
- 35.- "Estabilidad de los macizos rocosos y métodos de estabiliza ción", Erast G. Gaziev; Instituto de Ingeniería, U.N.A.M.; México, 1984.