



**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO
FACULTAD DE INGENIERIA**

G-601253

APUNTE 104

FACULTAD DE INGENIERIA UNAM.



G.- 601253

**FAC. DE INGENIERIA
BIBLIOTECA**

**APUNTES DE
GEOTECNIA IV**

CARLOS DIAZ MORA

**DIVISION DE INGENIERIA CIVIL, TOPOGRAFICA Y GEODESICA
DEPARTAMENTO DE GEOTECNIA**

FI/DICTG/87-053

G- 601253

FAC. DE INGENIERIA
DOCUMENTACION

Prólogo:

Se presentan en esta publicación apuntes, desarrollados por el -
M. I. Carlos Díaz Mora, sobre algunos temas de Mecánica de Rocas,
correspondientes a la materia Geotecnia IV del plan de estudios-
de la carrera de Ingeniería Civil.

Estas notas incluyen temas sobre determinación de propiedades de
las rocas en el laboratorio y en el campo, así como análisis y -
diseño de obras en macizos rocosos, incluyéndose un método tridi-
mensional de análisis de taludes mediante operaciones vectoria--
les.

Esperamos que estos apuntes sean de utilidad para los estudiantes
de la Carrera de Ingeniería Civil y que sirvan de apoyo al estu-
dio de la Mecánica de Rocas en nuestro País.

La labor de edición estuvo a cargo de los Ingenieros Agustín Demé-
neghi Colina y Miguel Pozas Estrada.

C O N T E N I D O

	Pag.
PARTE I. "Propiedades de las Rocas"	3
PARTE II. "Determinación en campo de las propiedades mecánicas de macizos rocosos" Clasificación de masas de roca para propósitos ingenieriles	75
PARTE III. "Análisis y diseño de obras en macizos rocosos" Análisis tridimensional de taludes en roca mediante operaciones vectoriales.	99

"PROPIEDADES DE LAS ROCAS"

El comportamiento de las rocas bajo la acción de cargas estáti-
cas y dinámicas, agua, temperatura y esfuerzos tectónicos de--
pende de las propiedades físicas y mecánicas (resistencia) de
estos materiales.

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

Es muy importante subrayar que la característica más importan-
te en cuanto al comportamiento de una masa de roca es su carác-
ter DISCONTINUO.

Las discontinuidades de la roca como lo son: las fisuras, pla--
nos de debilidad, fracturas, fallas, planos de estratifica----
ción, oquedades, etc., afectan en forma negativa el comporta--
miento mecánico e hidráulico de la roca. Basta con mencionar
que la permeabilidad, la compresibilidad, la isotropía y la re-
sistencia de un macizo rocoso está esencialmente regido por di-
chas discontinuidades.

El conocimiento de las propiedades de las rocas es indispensable para lograr un diseño seguro y económico. Las propiedades más importantes que se deben considerar en el diseño de una presa de concreto, en la construcción de un túnel, en la excavación de una casa de máquinas o en el análisis de la estabilidad de un talud en roca, etc. son las siguientes:

1. Peso volumétrico.
2. Movimientos y deformaciones bajo la acción de cargas.
3. Resistencia estática y dinámica (compresión, tensión, flexión, cortante, torsión) de rocas secas y rocas saturadas.
4. Angulo de fricción interna, ϕ
5. Cohesión, C
6. Módulo de Young ó módulo de elasticidad, E
7. Número de Poisson $m = 1/\mu$ (μ = Relación de Poisson)
8. Esfuerzo iniciales (naturales)
9. Resistencia al impacto.
10. Resistencia a la abrasión mecánica.
11. Creep.
12. Dilatancia.
13. Absorción de agua.
14. Permeabilidad al agua.
15. Permeabilidad al aire.
16. Resistencia contra la acción de congelación.
17. Resistencia al ataque químico.
18. Resistencia al intemperismo.
19. Propiedades térmicas (conductividad, capacidad calorífica)
20. Propiedades eléctricas.
21. Otras posibles.

Se pueden incluir otras propiedades de las rocas como: elasticidad, plasticidad, viscosidad y combinaciones de éstas.

Propiedades físicas o índice de las rocas.

Las propiedades físicas de las rocas que afectan el diseño son

las siguientes:

1. Composición mineralógica, estructura y textura.
2. Gravedad específica o densidad de sólidos, G
3. Peso volumétrico unitario, γ
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.

Composición mineralógica.

Si bien existen alrededor de 2 000 minerales conocidos, solo unos nueve minerales participan en forma importante en la composición de las rocas. Estos son: cuarzo, feldspatos, mica, hornblenda, augita, olivino, calcita, caolinita y dolomita.

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.

Más del 90% de los minerales que forman las rocas son silicatos (ion SiO_4). Los minerales más comunes silicatados son el olivino, la augita, la hornblenda, la biotita, la muscovita, los feldspatos y el cuarzo. Los silicatos son compuestos por el ion SiO_4 y uno o más metales. (ref. 8).

Los 4 minerales ya mencionados: olivino, augita, hornblenda y

biotita son ferromagnesianos, porque los iones S_1O_4 están unidos por iones de hierro y magnesio. En el caso de la hornblenda, además de hierro y magnesio, comunes a todos los ferromagnesianos, también intervienen el calcio, el sodio y el aluminio, la biotita (mica) contiene también potasio.

Los otros minerales silicatados que comunmente forman parte de las rocas son los no-ferromagnesianos, simplemente éstos no contienen fierro o magnesio. Estos son muscovita, los feldespatos y el cuarzo.

Al contrario de los ferromagnesianos cuyo color es obscuro y su peso alto, los no-ferromagnesianos son claros y ligeros.

La moscovita o muscovita es una mica blanca con la misma estructura básica de la biotita pero el ion metálico aluminio, al igual que en la biotita, las hojas dobles están unidas (debilmente) por potasio.

Los feldespatos son los silicatos más abundantes que forman las rocas. Son no-ferromagnesianos, no-metálicos, las uniones entre el ion S_1O_4 se efectúan compartiendo un oxígeno. La palabra feldespato viene del alemán feld "campo" y spar término utilizado por los mineros para denominar minerales no-metálicos. Su nombre refleja su abundancia por encontrarse en el campo, en cualquier terreno. Los feldespatos constituyen cerca del 54% de los minerales de la corteza terrestre. Aunque el nombre proviene, como se dijo, del término SPAR, en realidad, si son metálicos ya que al compartir un oxígeno entre dos iones S_1O_4 , existen cargas en desequilibrio que son neutralizadas por iones K^{+1} , ó Na^{+1} , ó Ca^{+2} . Las proporciones de K, Na y Ca, quedan determinadas en el momento de la cristalización por la temperatura.

Los feldespatos son la ortoclasa y la plagioclasa. Esta últi-

ma, a su vez, se ha subdividido en dos minerales: albita y --- anortita. La ortoclasa es un feldespato potásico; la albita - contiene sodio y la anortita, calcio.

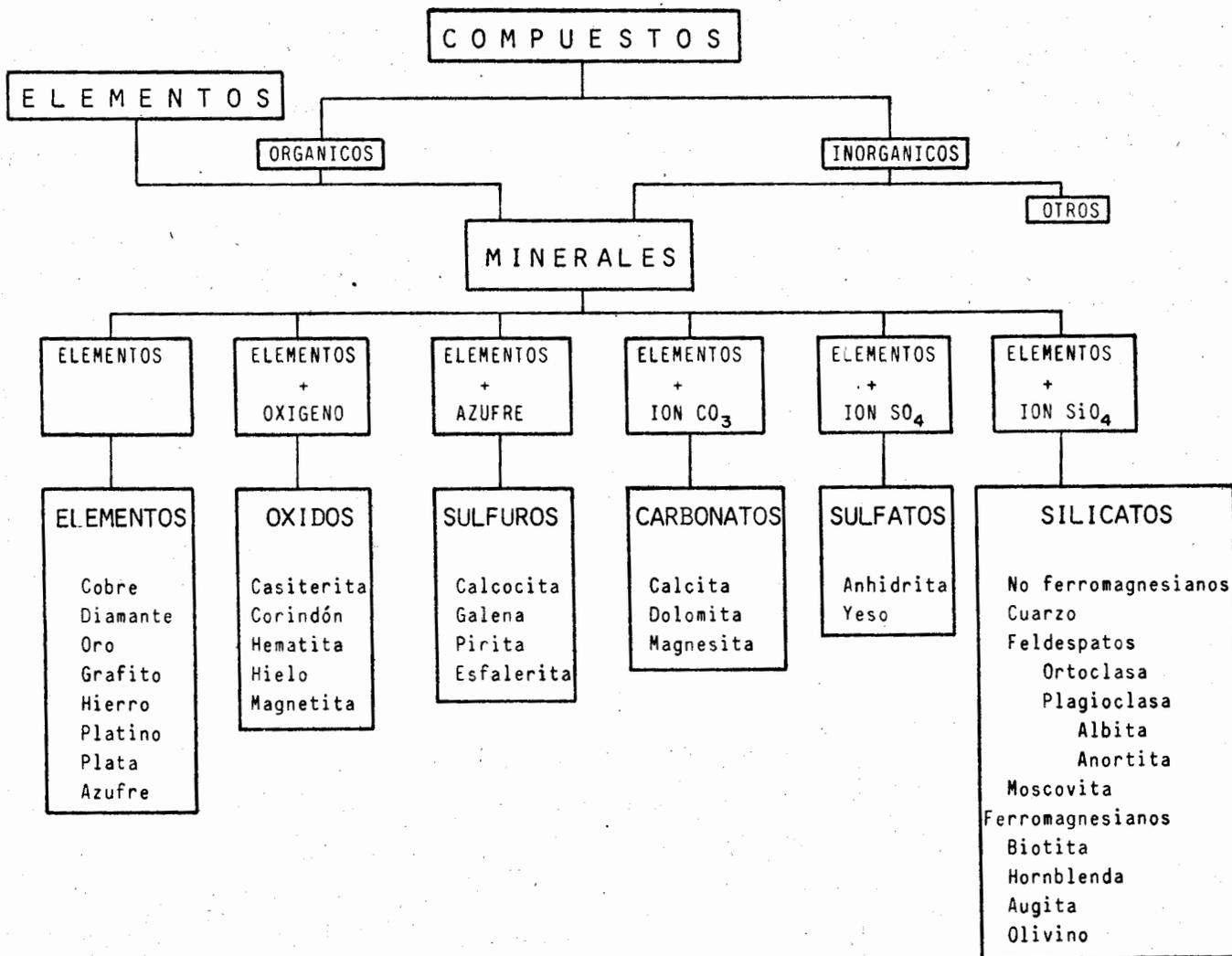
El nombre de ortoclasa se deriva del griego orthos, "recto" y - klasis "rotura", porque los dos cruceros dominantes se inter-- sectan en ángulo recto cuando se rompe un pedazo de ortoclasa. Su color es blanco, gris o rosado.

Los feldespatos plagioclasa ("rotura oblicua"), se llaman así porque tienen planos de clivaje intersectados a unos 86°. Uno de los planos de clivaje o crucero está definido por estriaciones.

El cuarzo, a veces llamado también sílice, es el único silica- to mineral que forma rocas compuestas exclusivamente de tetraedros silicio-oxígeno, SiO_2 .

El cuarzo se presenta de color humo a incoloro, pero muchas variedades más raras incluyen colores púrpura o violeta, amatis- ta rojizo o rosado, cuarzo rosa, humo con tonos amarillos a café, como el cuarzo ahumado y el cuarzo lechoso. Estas diferencias de color se deben a otros elementos (impurezas) pero que no afectan la estructura cristalina del cuarzo.

Otros minerales que forman las rocas son: óxidos minerales, -- sulfuros minerales, carbonatos y sulfatos minerales. En la siguiente tabla se presenta un organigrama de los minerales más comunes.



En las siguientes páginas se muestran dos diagramas en los que pueden observarse las proporciones de minerales que componen las principales rocas ígneas (Ref. 9 y 8).

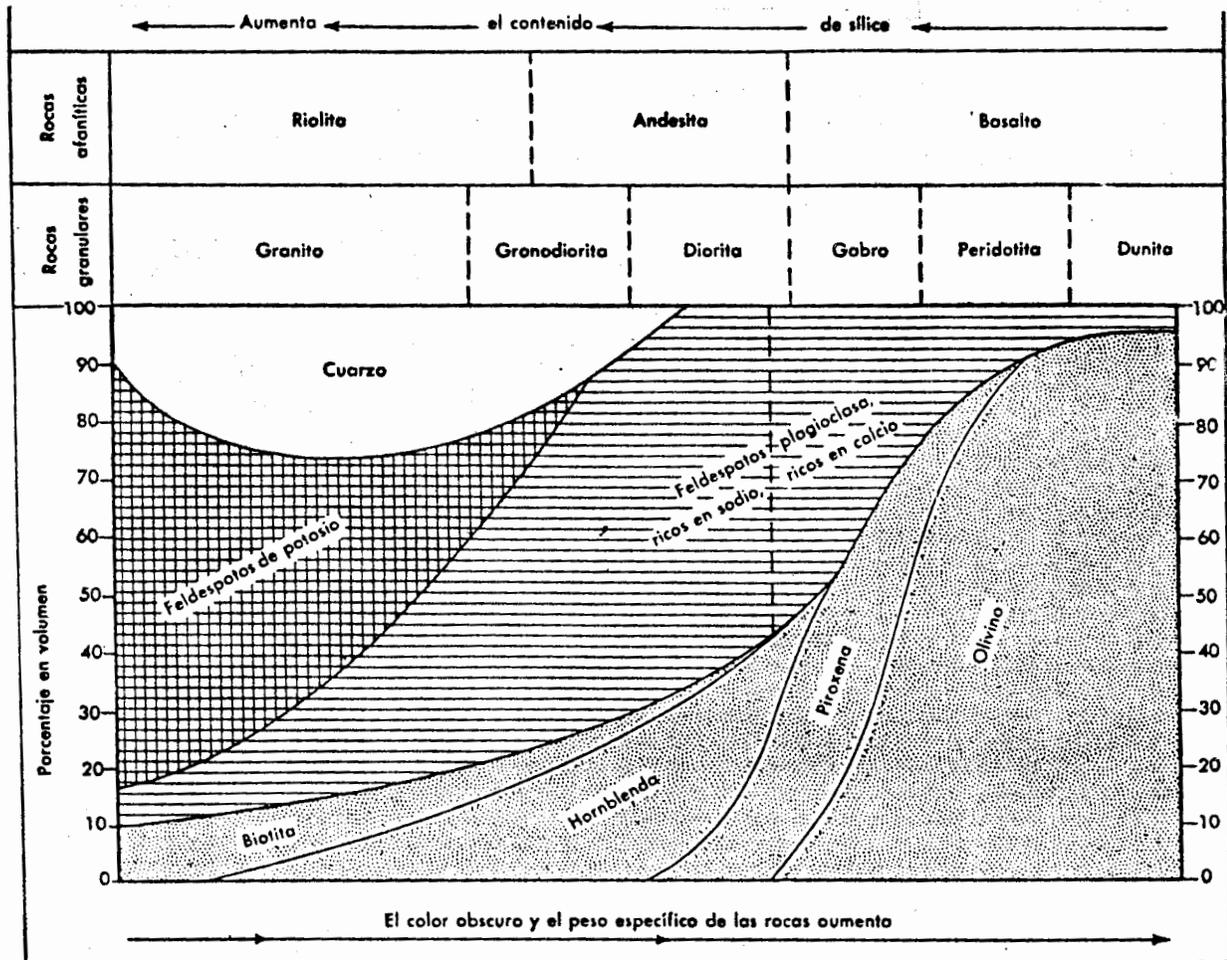


Fig. 3.17. Diagrama que muestra las proporciones de los principales minerales en las rocas ígneas comunes, que se puede usar en el estudio de muestras sin más aumento que el que da una lupa de mano. Los límites entre los diferentes tipos de rocas adyacentes en la tabla no son abruptos, sino graduales, lo que se sugiere por medio de líneas interrumpidas. Nótese la gran variación en las proporciones de minerales contenidos en los diferentes granitos. Vemos por ejemplo que algunos tienen casi 90% de feldespato de potasio, como los de la parte izquierda del diagrama; otros, con sólo 20%, están cerca del límite de granodiorita. Para obtener la composición aproximada de cada una de las rocas granulares, proyectéense las líneas verticales hacia abajo y estímesese el porcentaje de cada mineral mediante las cifras que aparecen en los extremos derecho e izquierdo del diagrama. Solamente se incluyen tres tipos de rocas afaníticas, ya que sin el aumento suficiente no es posible estimar la proporción de minerales en este tipo de rocas. Las diferencias de color y otras características se usan también para identificar tales rocas, como se explica en el Apéndice B. La tabla B.1 se puede utilizar en relación con esta figura. (Modificada de la R. V. Dietrich, Virginia Minerals and Rocks, Va. Polytech Inst.)

Estructura.

De acuerdo con Krynine y Judd, 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; cavidades (pequeñas o grandes, rellenas o no), rasgos geológicos: estratos, fallas, pliegues (sinclinales, anticlinales); intrusiones igneas, etc.

Textura.

El término textura de una roca se refiere al arreglo de sus -- partículas o granos (cristales) la cual se observa a simple -- vista en la superficie de una roca.

Se pueden, en las rocas igneas, distinguir básicamente las rocas de textura gruesa, en las cuales los cristales se ven a -- simple vista; se dice que tienen textura fanerítica. Las ro-- cas de textura fina, en las que los cristales no se distinguen a simple vista se dice que tienen una textura afanítica. En -- las rocas igneas en que se pueden observar algunos cristales -- embebidos en una textura fina se dice que son pórfidos o de -- textura porfídica. En las rocas igneas existe también la textu -- ra vítrea.

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

En la tabla siguiente se muestra una clasificación de las ro-- cas sedimentarias incluyendo su textura.

Clasificación de rocas sedimentarias.

ORIGEN		TEXTURA	TAMAÑO DE PARTÍCULA O COMPOSICIÓN	NOMBRE DE LA ROCA
Detrítico		Clástica	Gránulo o mayor	Conglomerado
			Arena	ARENISCA
			Limo y arcilla	LODOLITA Y LUTITA
Químico	Inorgánico	Clástica y no Clástica	Calcita, CaCO_3	Caliza
			Dolomita, $\text{CaMg}(\text{CO}_3)_2$	Dolomita
			Halita, NaCl	Sal
	Yeso, $\text{CaSO}_4 \cdot 2\text{H}_2\text{O}$		Yeso	
	Bioquímico		Calcita, CaCO_3	CALIZA
			Restos vegetales	Carbón

Por último, las texturas más utilizadas en la clasificación de las rocas metamórficas son simplemente 1) foliada 2) no-foliada (ya sea densa o granular).

Las texturas no foliadas, en su textura densa, no pueden distinguirse a simple vista los granos individuales y éstas rocas no muestran su clivaje (clivaje: término utilizado para describir la relativa facilidad de romper una roca o un mineral a lo largo de planos paralelos). En las rocas de textura granular, los granos individuales son claramente visibles, pero tampoco es evidente la presencia del clivaje de la roca.

Las rocas metamórficas, con textura foliada, muestran invariablemente el clivaje. Hay tres tipos de clivaje:

1. Apizarrado. En el cual el clivaje se presenta a lo largo de planos separados por distancias microscópicas.
2. Filítico. (del griego phyllon "hoja") en el que el clivaje se presenta en láminas apenas visibles a simple vista. Las hojas son más gruesas que en el apizarrado.

3. Esquistoso. (del griego schistos "dividido, divisible"), en éste el clivaje produce láminas claramente visibles. Las superficies del clivaje esquistoso son más rugosas que las del apizarrado o filítico.

En las siguientes páginas se presenta el apéndice C del libro Fundamentos de Geología Física de Leet y Judson con las propiedades de los minerales más comunes.

MINERALES

Muchos de los minerales más comunes se pueden identificar en ejemplares de mano por sus propiedades físicas. Entre las características usuales para este propósito están:

1) la dureza, 2) el peso específico, 3) la raspadura (algunas veces el color), 4) la forma (es decir, su forma cristalina, clivaje y fractura) y 5) su reacción ante la luz, según lo indican el lustre y la transparencia.

Dureza

La dureza de un mineral se determina rayando la superficie tersa de un mineral con el filo de otro. Al probar la dureza debe uno estar seguro que el mineral sometido a prueba se raya realmente. Algunas veces, simplemente se desprenden partículas del ejemplar, dando la idea de que se ha rayado, aún cuando no ha sido así.

La escala de Mohs, mediante la cual se determina la dureza relativa de los minerales incluye diez minerales ordenados de la siguiente manera:

ESCALA DE DUREZA DE MOHS

El más suave	1	Talco	
	2	Yeso	
	3	Calcita	2½ uña del dedo
	4	Fluorita	3 moneda de cobre
	5	Apatita	
	6	Ortoclasa	5½-6 hoja de la navaja o lámina de vidrio
	7	Cuarzo	6½-7 lima de acero
	8	Topacio	
	9	Corundo	
	El más duro	10	Diamante

Cada uno de estos minerales rayará a todos aquellos de número inferior en la escala y será rayado a su vez por los de valor más alto. En otras palabras, esta es una escala relativa. En términos de dureza absoluta, las etapas son casi, aunque no del todo, uniformes hasta el número 9. El número 7 es 7 veces más duro que el 1 y el número 9 es 9 veces más duro que el 1; pero el número 10 es unas 40 veces más duros que el uno.

Lustre

El lustre es la forma en que un mineral se ve a la luz reflejada. Hay varias clases de lustre.

Metálico, el lustre de los metales.
Adamantino, el lustre de los diamantes.
Vítreo, el lustre del filo de un vidrio roto.
Resinoso, el lustre de la resina amarilla.
Aperlado, el lustre de las perlas.
Sedoso, el lustre de la seda.

Fractura

Muchos minerales que no muestran clivaje o crucero (ver el capítulo 4) se rompen o fracturan de una manera característica. Algunos de los tipos de fractura son:

Concoidea: a lo largo de superficies curvas, tersas, como la superficie interior de una concha. Se observa comúnmente en el vidrio y en el cuarzo.

Fibrosa o astillosa: a lo largo de superficies ásperas por astillas o fibras.

Desigual o irregular: a lo largo de superficies irregulares ásperas.

Aserrada: a lo largo de una superficie irregular dentada con bordes afilados.

MINERAL	COMPOSICION QUIMICA Y NOMBRE	PESO ESPECIFICO	RASPADURA	DUREZA	CRUCERO O FRACTURA	LUSTRE
ACTINOLITA (Un asbesto; un anfíbol)	$Ca_2(Mg,Fe)_5Si_8O_{22}(OH)_2$ Silicato de hierro y calcio	3.0-3.3	Incoloro	5-6	Ver Anfíbol	Vítreo
ALBITA	(Ver Feldespatos)					
ANFIBOL	(Ver Hornblenda)				Prismático perfecto a 56° y 124°, dando con frecuencia una superficie astillosa	
ANDALUCITA	Al_2SiO_5 Silicato de aluminio	3.16	Incoloro	7½	No es notable	Vítreo
ANHIDRITA	$CaSO_4$ Sulfato de calcio anhidro	2.89-2.98	Incoloro	3-3½	3 direcciones en ángulos rectos para formar bloques rectangulares	Vítreo; aperlado
ANORTITA	(Ver Feldespatos)					
APATITA	$Ca_5(F,Cl)(PO_4)_3$ Fluorofosfato de calcio	3.15-3.2	Blanco	5	Crucero pobre, una dirección; fractura concoidea	Cristalino
ASBESTO	(Ver Actinolita, Crisotilo, Serpentina)					
AUGITA (Una piroxena)	$Ca(Mg,Fe,Al)(Al,Si_2O_6)$ Silicato ferromagnesiano	3.2-3.4	Gris verdoso	5-6	Prismático perfecto a lo largo de dos planos casi perpendiculares entre sí, dando con frecuencia una superficie astillosa	Vítreo
AZURITA	$Cu_3(CO_3)_2(OH)_2$ Carbonato de cobre azul	3.77	Azul pálido	4	Fibroso	Vítreo, opaco terroso
BAUXITA	Oxidos de aluminio hidratados de composición indefinida; no es un mineral	2-3	Incoloro	1-3	Fractura desigual	Opaco a terroso
BIOTITA (Mica negra)	$K(Mg,Fe)_3AlSi_3O_{10}(OH)_2$ Silicato ferromagnesiano	2.8-3.2	Incoloro	2½-3	Perfecto en una dirección, en hojas de color humo, delgadas, elásticas, transparentes	Aperlado, cristalino
BORNITA (Mena del cobre rojo)	Cu_5FeS_4 Sulfuro de hierro y cobre	5.06-5.08	Negro grisáceo	3	Fractura desigual	Metálico
CALCITA	$CaCO_3$ Carbonato de calcio	2.72	Incoloro	3	Perfecto en 3 direcciones para formar fragmentos romboidales	Vítreo
CARNOTITA	$K_2(UO_2)_2(VO_4)_2$ Uranil vanadato de potasio	4		Muy suave	Fractura desigual	Terroso

COLOR	TRANSPARENCIA	FORMA	OTRAS PROPIEDADES
blanco a verde claro	Transparente a translúcido	Cristales delgados, usualmente fibrosos	Mineral ferromagnesiano metamórfico común.
			Grupo de silicatos con tetraedros en cadenas dobles; la hornblenda es el más importante; contrasta con la piroxena.
olor carne, café rojizo, verde olivo	Transparente a translúcido	Usualmente en prismas toscos casi cuadrados; la sección transversal puede mostrar cruz negra	Se encuentra en los esquistos, formado por el metamorfismo de grado medio de las lutitas y pizarras aluminosas. La variedad chialtolita tiene inclusiones carbonosas a manera de cruz.
blanco; puede tener ras débiles matices de gris, azul o rojo	Transparente a translúcido	Comúnmente en agregados masivos finos que no muestran crucero, son raros los cristales.	Se encuentra en calizas y en capas asociadas con depósitos de sal; es más pesada que la calcita y más dura que el yeso.
verde, café, rojo	Translúcido a transparente	Maciza, granular	Ampliamente diseminada como un mineral accesorio en todos los tipos de roca; fuente de fertilizantes de poca importancia; una variedad transparente se considera como gema, pero es bastante suave para uso general.
			Término general que se aplica a ciertos minerales fibrosos que presentan características físicas similares aunque sean de composición diferente. El asbesto mineral más común es el crisotilo, una variedad de serpentina.
verde oscuro a negro	Translúcido solamente en los filos delgados	Cristales cortos, gruesos, con sección transversal de 4 u 8 lados; con frecuencia en masas granulares cristalinas.	Mineral importante que forma parte de las rocas ígneas; se le encuentra principalmente en las rocas simáticas.
azul intenso	Opaco	Cristales complejos en hábito y distorsionados; algunas veces en grupos esféricos radiales	Mena de cobre; es una gema; efervesce con HCl
amarillo, café, gris, blanco	Opaco	En granos redondeados; o terroso como masas de arcilla.	Mena de aluminio; se produce bajo condiciones climáticas tropicales o subtropicales por el intemperismo prolongado de las rocas que contienen aluminio; es un componente de las lateritas; cuando está húmeda tiene olor a arcilla.
negro, café, verde oscuro	Transparente, translúcido	Usualmente en masas foliadas irregulares; son raros los cristales.	Se forma alrededor de láminas de tetraedros; es un mineral importante tanto en las rocas ígneas como en las metamórficas.
Café bronceado en las fracturas frescas; rápidamente se empaña volviéndose abigarrado, púrpura y azul y finalmente negro.	Opaco	Usualmente maciza; rara vez en cristales cubicos toscos	Mena importante de cobre.
Usualmente blanco o incoloro; puede tener tintes de gris, rojo, verde, azul, amarillo	Transparente a opaco	Por lo común en cristales o en agregados granulares finos a gruesos; también compacta, terrosa. Cristales sumamente variados -sobre 300 formas diferentes	Mineral muy común en las rocas, que se presenta en masas como caliza o mármol; efervesce libremente en ácido clorhídrico diluido, en frío.
Amarillo canario brillante	Opaco	Polvo terroso	Mena de vanadio y uranio.

FAC. DE INGENIERIA
DOCUMENTACION

MINERAL	COMPOSICION QUIMICA Y NOMBRE	PESO ESPECIFICO	RASPADURA	DUREZA	CRUCERO O FRACTURA	LUSTRE
CASITERITA (Piedra de estaño)	SnO_2 Oxido de estaño	6.8-7.1	Blanco a café claro	6-7	Fractura concoidea	Adamantino a submetálico opaco
CALCEDONIA	(Ver Cuarzo)					
CALCOCITA (Cobre brillante)	Cu_2S Sulfuro de cobre	5.5-5.8	Negro grisáceo	$2\frac{1}{2}$ -3	Fractura concoidea	Metálico
CALCOPIRITA (Pinta del cobre; mena de cobre amarillo; oro de los tontos)	CuFeS_2 Sulfuro de cobre y hierro	4.1-4.3	Negro verdoso; también polvo verdoso en las estriás cuando se le raya	$3\frac{1}{2}$ -4	Fractura desigual	Metálico
CLORITA	$(\text{Mg,Fe})_5(\text{Al,Fe}''')_2\text{Si}_3\text{O}_{10}(\text{OH})_8$ Silico aluminato ferromagnésico hidratado	2.6-2.9	Incoloro	2- $2\frac{1}{2}$	Perfecto en una dirección como las micas, pero no en las laminillas elásticas	Vítreo a aperlado
CROMITA	FeCr_2O_4 Oxido de hierro y cromo	4.6	Café oscuro	$5\frac{1}{2}$	Fractura desigual	Metálico a submetálico o pedregoso
CRISOTILO (Asbesto serpentina)	(Ver Serpentina)					
ARCILLA	(Ver Caolinita)					
CORUNDO o CORINDON (Rubí, zafiro)	Al_2O_3 Oxido de aluminio	4.02	Incoloro	9	Basal o romboedral	Adamantino a vítreo
DIAMANTE	C	3.5	Incoloro	10	Crucero octaedral	Adamantino; grasoso
DOLOMITA	$\text{CaMg}(\text{CO}_3)_2$ Carbonato de calcio y magnesio	2.85	Incoloro	$3\frac{1}{2}$ -4	Perfecto en 3 direcciones a $73^\circ 45'$	Vítreo o aperlado
ESMERIL	(Ver Corundo)					
EPIDOTA	$\text{Ca}_2(\text{Al,Fe})_3(\text{SiO}_4)_3(\text{OH})$ Silico aluminato hidratado de calcio y hierro	3.35-3.45	Incoloro	6-7	Bueno en una dirección	Vítreo
FELDSPATOS	Sílico-aluminatos	2.55-2.75		6	Bueno en dos direcciones a o cerca de 90°	
ORTOCLASA	$\text{K}(\text{AlSi}_3\text{O}_8)$ Feldespato potásico	2.57	Blanco	6	Bueno en dos direcciones a o cerca de 90°	
PLAGIOCLASA	Feldespatos sódico-cálcicos, serie continua que varía en composición de la albita pura a la anortita pura.					

COLOR	TRANSPARENCIA	FORMA	OTRAS PROPIEDADES
Café o negro; rara vez amarillo o blanco	Translúcido; rara vez transparente	Comúnmente maciza granular	La principal mena del estaño.
Gris plomo brillante; pierde el lustre y pasa a negro opaco	Opaco	Por lo común de grano fino y maciza; cristales raros; pequeños, tabulares, de contorno exagonal	Uno de los minerales de cobre más importantes; se presenta principalmente como resultado de enriquecimiento secundario de sulfuros.
Amarillo latón; se emplea pasando a color bronce, o iridiscente, pero más lentamente que la bornita o la calcopirita	Opaco	Usualmente maciza	Es una mena de cobre; se distingue de la pirita por ser más suave que el acero, mientras que la pirita es más dura; se distingue del oro por ser brillante, en tanto que el oro no lo es; se le conoce como "oro de los tontos", término que también se aplica a la pirita.
Clorita varios tonos de verde	Transparente a translúcido	Maciza foliada, o en agregados de escamas diminutas	Mineral metamórfico común, característico del metamorfismo de bajo grado.
Negro acero a café negro	Sub-translúcido	Maciza, granular a compacta	La única mena del cromo; constituyente común de las peridotitas y serpentinas de las que deriva; uno de los principales minerales que cristalizan cuando el magma se enfría.
Café, rosa o azul; puede ser blanco, gris, verde, rojo rubí, o azul zafiro	Transparente a translúcido	Cristales en forma de barril; algunas veces con estriaciones horizontales profundas, granular gruesa a fina.	Común como mineral accesorio en las rocas metamórficas tales como el mármol, micaesquistos, gneis; se presenta en forma de gemas como rubí y zafiro; el esmeril abrasivo es corundo granular negro mezclado con magnetita, hematita, o el óxido de aluminio y magnesio espinela.
Incoloro o amarillo pálido, puede ser rojo, naranja, verde, azul, negro	Transparente a translúcido	Cristales octaédricos aplanados, o alargados, con caras curvas	Gema y abrasivo; el 90% de la producción de diamantes naturales proviene de África del Sur; en los Estados Unidos se han fabricado en el laboratorio cantidades comerciales de diamantes para abrasivo
Rosa, encarnado; puede ser blanco, gris, verde, café, negro	Transparente a opaco	Cristales romboedrales con caras curvas; masas de grano que se parte, o de grano fino compactas	Se presenta principalmente en la caliza dolomítica y en el mármol, o bien como el constituyente principal de la roca que lleva el mismo nombre del mineral. Se distingue de la caliza porque el ácido clorhídrico frío lo ataca débilmente (el polvo se disuelve con efervescencia, los fragmentos grandes solamente si el ácido está caliente).
Verde pistache, amarillo a verde negrusco	Transparente a translúcido	Cristales prismáticos estriados paralelamente a su longitud; por lo común granular gruesa a fina; también fibrosa	Mineral metamórfico asociado frecuentemente con la clorita; se deriva del metamorfismo de la caliza impura; es característico de las zonas de metamorfismo de contacto de las calizas.
Blanco, gris, rosa encarnado	Translúcido a opaco	Cristales prismáticos; más abundantemente en las rocas como granos sin forma	El más común de los grupos de minerales que forman rocas ígneas; por intemperismo produce arcillas.
			Característico de las rocas siálicas.
			Minerales importantes formadores de rocas; característico de las rocas simáticas.

MINERAL	COMPOSICION QUIMICA Y NOMBRE	PESO ESPECIFICO	RASPADURA	DUREZA	CRUCERO O FRACTURA	LUSTRE
ALBITA	$\text{Na}(\text{AlSi}_3\text{O}_8)$ Feldespató sódico	2.62	Incoloro	6	Bueno en dos direcciones a $93^\circ 34'$	Vítreo a apertado
ANORTITA	$\text{Ca}(\text{Al}_2\text{Si}_2\text{O}_8)$	2.76	Incoloro	6	Bueno en dos direcciones a $94^\circ 12'$	Vítreo a apertado
FLUORITA	CaF_2 Fluoruro de calcio	3.18	Incoloro	4	Bueno en cuatro direcciones paralelas a las caras de un octaedro	Vítreo
GALENA	PbS Sulfuro de plomo	7.4-7.6	Gris plomo	$2\frac{1}{2}$	Bueno en tres direcciones paralelas a las caras de un cubo	Metálico
GRANATE	$\text{R}^{\text{II}}_3\text{R}^{\text{III}}_2(\text{SiO}_4)_3$ R^{II} puede ser calcio, magnesio, hierro o manganeso. R^{III} puede ser aluminio, hierro, titanio o cromo. Silicatos ferromagnesianos	3.5-4.3	Incoloro	$6\frac{1}{2}$ - $7\frac{1}{2}$	Fractura desigual	Vítreo o resinoso
GRAFITO (Plomo negro)	C Carbono	2.3	Negro	1-2	Bueno en una dirección; hojas flexibles, pero no elásticas.	Metálico o terroso
YESO	$\text{CaSO}_4 \cdot 2\text{H}_2\text{O}$ Sulfato de calcio hidratado	2.32	Incoloro	2	Bueno crucero en una dirección que produce hojas flexibles pero no elásticas, fractura fibrosa en otra dirección; fractura concoidea en una tercera dirección	Vítreo, apertado, sedoso
HALITA (Sal de roca; sal común)	NaCl Cloruro de sodio	2.16	Incoloro	$2\frac{1}{2}$	Crucero cúbico perfecto	Cristalino a terroso
HEMATITA	Fe_2O_3 Oxido de hierro	5.26	Rojo claro a oscuro; se vuelve negro al calentarse	$5\frac{1}{2}$ - $6\frac{1}{2}$	Fractura desigual	Metálico
HORNBLENDA (Un anfíbol)	Silicato ferromagnesiano complejo de Ca, Na, Mg, Ti y Al	3.2	Incoloro	5-6	Prismático perfecto a 56° y 124°	Vítreo, la variedad fibrosa con frecuencia es sedosa
CAOLINITA (Arcilla)	$\text{Al}_2\text{Si}_2\text{O}_5(\text{OH})_4$ Silicato de aluminio hidratado	2.6	Incoloro	2 - $2\frac{1}{2}$	Ninguno	Terroso opaco
KIANITA	Al_2SiO_5 Silicato de aluminio	3.56-3.66	Incoloro	5 a lo largo, 7 a través de los cristales	Bueno en una dirección	Vítreo a apertado

COLOR	TRANSPARENCIA	FORMA	OTRAS PROPIEDADES
Incoloro, blanco, gris	Transparente a translúcido	Cristales tabulares; estratificaciones causadas por gemelación	Variación opalescente, piedra de la luna.
Incoloro, blanco, gris, verde, amarillo, rojo	Transparente a translúcido	Con listas o cristales tabulares laminados; estratificaciones causadas por gemelación; como granos listados o laminados	En los feldespatos plagioclasa de composición intermedia entre la albita y la anortita es común un hermoso y único despliegue de colores, como sucede con la andesina (70 a 50% de albita) y con la labradorita (50 a 30% de albita).
Variable; verde claro, amarillo, verde azulado, púrpura, etc.	Transparente a translúcido	Cubos entrelazados bien formados; también maciza, de grano grueso a fino	Algunas variedades son fluorescentes; es un mineral común profusamente distribuido en las dolomitas y calizas; mineral accesorio en las rocas ígneas. Se usa como fundente en la fabricación de acero.
Gris plomo	Opaco	Cristales de forma cúbica; también en masas granulares	La principal mena del plomo; es tan común su asociación con la plata que resulta también una mena de plata.
Rojo, café, amarillo, blanco, verde, negro	Transparente a translúcido	Usualmente en cristales de 12 ó 24 caras; también granular, maciza, gruesa o fina.	Común y ampliamente distribuido, particularmente en las rocas metamórficas; la variedad almandita de color rojo oscuro, $Fe_3Al_2(SiO_4)_3$ se usa para definir una de las zonas de metamorfismo de grado medio; es notable en los esquistos.
Negro a gris acero	Opaco	Comúnmente foliada o en masas escamosas; puede ser radial o granular	De tacto grasoso; común en las rocas metamórficas tales como el mármol, los esquistos y los gneises.
Incoloro, blanco, gris, cuando tiene impurezas, amarillo, rojo, café	Transparente a translúcido	Cristales prismáticos tabulares, en forma de diamante; también en masas granulares, fibrosas o terrosas	Mineral común ampliamente distribuido en las rocas sedimentarias, frecuentemente en capas gruesas; el espato satinado es un yeso fibroso con lustre sedoso; la selenita es una variedad que produce amplias hojas transparentes incoloras; el alabastro es una variedad maciza de grano fino.
Incoloro o blanco; impurezas: amarillo, rojo, azul, púrpura	Transparente a translúcido	Cristales cúbicos, granular	Sabor salado; permite el paso rápido de los rayos caloríficos (es un cuerpo diatérmico); mineral muy común en las rocas sedimentarias; se encuentra interestratificado en rocas de todas las edades formando una verdadera masa de roca.
Café rojizo a negro	Opaco	Cristales tabulares; botroide; micácea y foliada; maciza	La mena más importante del hierro; la variedad terrosa, roja, se conoce como ocre rojo; la forma botroide se llama mineral arriñonado; la forma micácea es el hierro especular. Distribuido ampliamente en rocas de todos tipos y edades.
Verde oscuro a negro	Translúcido en filamentos delgados	Cristales prismáticos largos; fibrosa; masas de grano grueso a fino	Se distingue de la augita por su crucero; es un mineral formador de rocas que se encuentra tanto en las rocas ígneas como en las metamórficas.
Blanco	Opaco	Como masas de arcilla	Usualmente untuoso y plástico; otras arcillas minerales de composición y propiedades físicas similares, pero de diferente estructura atómica son la illita y la montmorillonita; se deriva del intemperismo de los feldespatos.
Azul; puede ser blanco, gris, verde, o bandeado	Transparente a translúcido	En agregados laminares	Característico del metamorfismo de grado medio; compárese con andalucita, que tiene la misma composición y se forma bajo condiciones similares, pero tiene un hábito cristalino diferente; contrasta con la silimanita que tiene la misma composición, pero diferente hábito cristalino y se forma a temperaturas metamórficas más altas.

MINERAL	COMPOSICION QUIMICA Y NOMBRE	PESO ESPECIFICO	RASPADURA	DUREZA	CRUCERO O FRACTURA	LUSTRE
LIMONITA (Hematita café; orín, hierro de pantano)	Oxidos de hierro hidratos; no es un mineral	3.6-4	Café amarillento	5-5½ (cuando está finamente dividido, dureza 1)	Ninguno	Vítreo
MAGNETITA	Fe_3O_4 Oxido de hierro	5.18	Negro	6	Algunas partiduras octaedrales	Metálico
MICA	(Ver Biotita y Muscovita)					
MUSCOVITA (Mica blanca; mica potásica; mica común)	$KAl_3Si_3O_{10}(OH)_2$ Silicato no ferromagnésico	2.76-3.1	Incoloro	2-2½	Buen crucero en una dirección, dando hojas delgadas muy flexibles y elásticas	Vítreo, sedoso, aperlado
OLIVINO (Peridoto)	$(Mg,Fe)_2SiO_4$ Silicato ferromagnésico	3.27-3.37	Verde pálido, blanco	6½-7	Fractura concoidea	Vítreo
OPALO	(Ver Cuarzo)					
ORTOCLASA	(Ver Feldespatos)					
PERIDOTO	(Ver Olivino)					
PECHBLENDA	(Ver Uraninita)					
PLAGIOCLASA	(Ver Feldespatos)					
PIRITA (Pirita de hierro oro de los tontos)	FeS_2 Sulfuro de hierro	5.02	Verdoso o café oscuro	6-6½	Fractura desigual	Metálico
PIROXENA	(Ver Augita)					
CUARZO (Sílice)	SiO_2 Oxido de silicio con la estructura de un silicato, con tetraedros que comparten iones de oxígeno en tres dimensiones	2.65	Incoloro	7	Fractura Concoidea	Vítreo, grasoso, brillante
SAL DE ROCA	(Ver Halita)					
RUBI	(Ver Corundo)					
SAL	(Ver Halita)					
ZAFIRO	(Ver Corundo)					
SERPENTINA	$Mg_3Si_2O_5(OH)_4$ Silicato de magnesio hidratado	2.2-2.65	Incoloro	2-5	Fractura concoidea	Grasoso, Ceroso o Sedoso

COLOR	TRANSPARENCIA	FORMA	OTRAS PROPIEDADES
Café oscuro a negro	Opaco	Amorfa; masas mamilares a estalactíticas; concrecional, noludar, terrosa	Siempre es de origen secundario por alteración o solución de los minerales de hierro; mezclado con arcilla fina con un pigmento llamado ocre amarillo
Negro acero	Opaco	Usualmente granular maciza, de grano grueso a fino.	Fuertemente magnético; puede actuar como un mineral natural llamado piedra imán; es una mena importante de hierro. Se encuentra en las arenas negras de la costa marina; mezclado con el corundo es un componente del esmeril.
Delgado, incoloro Grueso, amarillo claro, café, verde, rojo	Delgado, transparente; grueso translúcido	Principalmente en hojuelas delgadas	Mineral muy común en las rocas y de amplia distribución, es característico de las rocas sílicas y es también muy común en las metamórficas tales como el gneis y el esquisto; algunas veces se le usa para puertas de estufa, linternas, etc., como mica transparente en lugar del vidrio, se le usa principalmente como material aislante.
Olivo a verde grisáceo, café	Transparente a translúcido	Usualmente en granos embotados o en masas granulares	Mineral común en las rocas que se encuentra principalmente en las rocas simáticas; es el componente principal de la peridotita; se trata en realidad de una serie que va de la forsterita, Mg_2SiO_4 , a la fayalita, Fe_2SiO_4 ; los olivinos más comunes son más ricos en magnesio que en hierro; la variedad verde claro, peridoto, se usa algunas veces como gema.
Amarillo latón	Opaco	Cristales cúbicos con caras estriadas, también maciza	El más común de los sulfuros; se le usa como fuente de azufre en la manufactura del ácido sulfúrico; se distingue de la calcopirita por su color más pálido y por su mayor dureza; del oro por su brillo y dureza. Grupo de silicatos con tetraedros en cadenas simples; la augita es el más importante; contrasta con el anfíbol.
Incoloro o blanco cuando está puro, de cualquier color cuando tiene impurezas	Transparente a translúcido	Cristales prismáticos con caras estriadas en ángulos rectos al eje mayor; también formas macizas de gran variedad.	Constituyente importante de las rocas sílicas; las variedades cristalinas de grano grueso son: cristal de roca, amatista (púrpura), cuarzo rosa, cuarzo ahumado, citrina (amarillo) cuarzo lechoso, ojo de gato; variedades criptocristalinas: calcedonia, cornalina (calcedonia roja), crisoprasa (calcedonia verde manzana), heliotropo o piedra de sangre (calcedonia verde con pequeños puntos rojos), ágata (alternancia de capas de calcedonia y ópalo); variedades granulares: pedernal (opaco a café oscuro), pedernal blanco, jaspe (rojo por la presencia de inclusiones de hematita), prasio (como el jaspe, pero verde opaco).
Tonos abigarrados de verde	Translúcido	Laminar o fibroso	Variedad laminar, antigorita; variedad fibrosa, crisotilo, un asbesto; es un producto de alteración de los silicatos magnesianos tales como el olivino, la augita y la hornblenda; común y de amplia distribución.

MINERAL	COMPOSICION QUIMICA Y NOMBRE	PESO ESPECIFICO	RASPADURA	DUREZA	CRUCERO O FRACTURA	LUSTRE
SIDERITA (Hierro espático)	FeCO_3 Carbonato de hierro	3.85	Incoloro	$3\frac{1}{2}$ -4	Crucero romboedral perfecto	Vítreo
SILICE	(Ver Cuarzo)					
SILIMANITA (Fibrolita)	Al_2SiO_5 Silicato de aluminio	3.23	Incoloro	6-7	Buen crucero en una dirección	Vítreo
ESFALERITA (Blenda de cinc)	ZnS Sulfuro de cinc	3.9-4.1	Blanco a amarillo y café	$3\frac{1}{2}$ -4	Crucero perfecto en 6 direcciones a 120°	Resinoso
ESTAUROLITA	$\text{Fe}^{\text{II}}\text{Al}_5\text{Si}_2\text{O}_{12}(\text{OH})$ Silicato de aluminio y hierro	3.65-3.75	Incoloro	$7-7\frac{1}{2}$	No es notable	Cuando está fresco; resinoso, vítreo, al terado; opaco a terroso
TACONITA	No es un mineral					
TALCO (Piedra de jabón; esteatita)	$\text{Mg}_3\text{Si}_4\text{O}_{10}(\text{OH})_2$ Silicato hidratado de magnesio	2.7-2.8	Blanco		Buen crucero en una dirección; da hojas delgadas flexibles, pero no elásticas	Aperlado a grasoso
TOPACIO	$\text{Al}_2\text{SiO}_4(\text{F},\text{OH})_2$ Fluoro-silicato de aluminio	3.4-3.6	Incoloro	8	Bueno en una dirección	Vítreo
TURMALINA	Silicato complejo de boro y aluminio, con sodio, calcio, fluor, hierro, litio o magnesio	3-3.25	Incoloro	$7-7\frac{1}{2}$	No es notable; diversidad de fracturas negras como en el carbón	Vítreo a resinoso
URANINITA (Pechblenda)	Óxido complejo de uranio con pequeñas cantidades de plomo, radio, torio, itrio, nitrógeno, helio y argón	9-9.7	Café negro	$5\frac{1}{2}$	No es notable	Submetálico peceño
WOLLASTONITA	CaSiO_3 Silicato de calcio	2.8-2.9	Incoloro	$5-5\frac{1}{2}$	Buen crucero en dos direcciones a 84° y 96°	Vítreo a aperlado en las superficies de crucero

Referencia: Cornelius Hurlbut, Jr., Dana's Manual of Mineralogy, 16a. ed. Nueva York; John Wiley and Sons, Inc., 1952.

COLOR	TRANSPARENCIA	FORMA	OTRAS PROPIEDADES
Café claro a oscuro	Transparente a translúcido	Granular, compacta, terrosa	Es una mena de hierro; mineral accesorio en la taconita.
Café, verde pálido, blanco	Transparente a translúcido	Cristales largos, delgados, sin extremidades características; a menudo en grupos paralelos; frecuentemente fibrosa	Relativamente raro, pero importante como mineral característico del metamorfismo de alto grado; contrasta con la andalucita y la kyanita que tienen la misma composición, pero se forman bajo condiciones de metamorfismo de grado medio.
Puro: blanco, verde; con hierro: amarillo a café y negro: rojo	Transparente a translúcido	Usualmente maciza; cristales de muchas caras, distorsionantes	Mineral común; la mena más importante del cinc; la variedad roja se llama rubí de cinc; su raspadura es de color más claro que el mineral correspondiente.
Café rojizo a café negrusco	Translúcido	Usualmente en cristales, prismática, con gemelación que forma una cruz; muy rara vez maciza	Mineral accesorio común en los esquistos y pizarras; característico del metamorfismo de grado medio; asociado con granate, kyanita, silimanita, turmalina.
			Formación de hierro no lixiviada en el distrito del lago Superior, que consiste en calcedonia (ver cuarzo) con hematita, magnetita, siderita y silicatos hidratados de hierro. Es una mena de hierro.
Gris, blanco, plateado, verde manzana	Translúcido	Foliada, maciza	De origen secundario, formado por la alteración de los silicatos magnesianos tales como el olivino, augita y hornblenda; se encuentra más comúnmente en las rocas metamórficas.
Amarillo paja, amarillo vino, rosa, azuloso, verdoso	Transparente a translúcido	Usualmente en cristales prismáticos, a menudo con estriaciones en la dirección de la longitud mayor	Piedra preciosa, representa el número 8 en la escala de dureza de Mohs.
Variado: negro, café; rojo, rosa, verde, azul, amarillo	Translúcido	Usualmente en cristales; es común la sección transversal en forma de triángulo esférico	Piedra preciosa; mineral accesorio en las pegmatitas, también las rocas metamórficas tales como los gneises, esquistos, mármoles.
Negro	Opaco	Usualmente maciza y octoedra (como un racimo de uvas)	Mena de uranio y de radio; es el mineral en el que se descubrieron por vez primera el helio y el radio.
Incoloro, blanco a gris	Translúcido	Comúnmente maciza, fibrosa o compacta.	Mineral metamórfico de contacto común en las calizas.

MINERALES ORDENADOS DE ACUERDO CON SU PESO ESPECIFICO

PESO ESPE CIFICO	MINERAL	PESO ESPE CIFICO	MINERAL	PESO ESPE CIFICO	MINERAL
2.00-3.00	Bauxita	3.00-3.25	Turmalina	3.90-4.10	Esfalerita
2.16	Halita	3.00-3.30	Actinolita	4.00	Carnotita
2.20-2.65	Serpentina	3.15-3.20	Apatita	4.02	Corundo
2.30	Grafito	3.16	Andalucita	4.10-4.30	Calcopirita
2.32	Yeso	3.18	Fluorita	4.60	Cromita
2.57	Ortoclasa	3.20	Hornblenda	5.02	Pirita
2.60	Caolinita	3.20-3.40	Augita	5.06-5.08	Bornita
2.60-2.90	Clorita	3.23	Silimanita	5.18	Magnetita
2.62	Albita	3.27-3.37	Olivino	5.26	Hematita
2.65	Cuarzo	3.35-3.45	Epidota	5.50-5.80	Calcocita
2.70-2.80	Talco	3.40-3.60	Topacio	6.80-7.10	Casiterita
2.72	Calcita	3.50	Diamante	7.40-7.60	Galena
2.76	Anortita	3.50-4.30	Granate	9.00-9.70	Uraninita
2.76-3.10	Moscovita	3.56-3.68	Kianita		
2.80-2.90	Wollastonita	3.60-4.00	Limonita		
2.80-3.20	Biotita	3.65-3.75	Estaurolita		
2.85	Dolomita	3.77	Azurita		
2.89-2.98	Anhidrita	3.85	Siderita		

MINERALES ORDENADOS DE ACUERDO CON SU DUREZA

DUREZA	MINERAL	DUREZA	MINERAL	DUREZA	MINERAL
1	Talco	3½-4	Siderita	6	Magnetita
1-2	Grafito	3½-4	Esfalerita	6	Ortoclasa
1-3	Bauxita	4	Azurita	6-6½	Pirita
2	Yeso	4	Fluorita	6-7	Casiterita
2-2½	Clorita	5	Apatita	6-7	Epidota
2-2½	Caolinita	5	Kianita	6-7	Silimanita
2-2½	Muscovita	5	(a lo largo de los cris- tales)	6½-7	Olivino
2-5	Serpentina	5½	Limonita	6½-7½	Granate
2½	Galena	5½	Wollastonita	7	Kianita (a través de los cristales)
2½	Halita	5-6	Actinolita	7	Cuarzo
2½-3	Biotita	5-6	Augita	7-7½	Estaurolita
2½-3	Calcocita	5-6	Hornblenda	7-7½	Turmalina
3	Bornita	5½	Cromita	7½	Andalucita
3	Calcita	5½	Uraninita	8	Topacio
3-3½	Anhidrita	5½-6½	Hematita	9	Corundo
3½-4	Calcopirita	6	Albita	10	Diamante
3½-4	Dolomita	6	Anortita		

MINERALES QUE FORMAN ROCAS

I G N E O S		METAMORFICOS		SEDIMENTARIOS		MENAS DE MINERALES	
Esenciales	Accesorios	Regionales	De contacto termal	Esenciales	Cementante	Azurita	Galena
Cuarzo	Apatita	Actinolita		Cuarzo	Sílice	Bauxita	Hematita
Feldespatos	Corundo o	Andalucita	Corundo o	Feldespatos	Calcita	Bornita	Magnetita
Micas	Corindón	Asbesto	Corindón	Caolinita	Hematita	Carnotita	Siderita
Augita	Granate	Clorita	Granate	Calcita	Limonita	Casiterita	Esfalerita
Hornblenda	Hematita	Granate	Grafito	Dolomita		Calcocita	Uraninita
Olivino	Magnetita	Grafito		yeso		Calcopirita	
	Pirita	Kianita	Hidrotermales	Anhidrita		Cromita	
		Serpentina	Epidota	Halita			
		Silimanita	Granate				
		Estauroлита	Olivino				
		Talco	Minerales económicos				
			Cuarzo				
			Turmalina				
			Wollastonita				

Las propiedades como: la densidad de sólidos, el peso volumétrico, la porosidad, la relación de vacíos, el contenido de agua, el grado de saturación, se definen en mecánica de rocas de igual forma que en mecánica de suelos.

* Porosidad. Se define como porosidad la relación entre el volumen de vacíos y el volumen de la muestra.

$$\textcircled{1} \quad n = \frac{V_v}{V_t}$$

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

La forma de las discontinuidades de la matriz porosa varía. Las rocas muy porosas tienen oquedades 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.

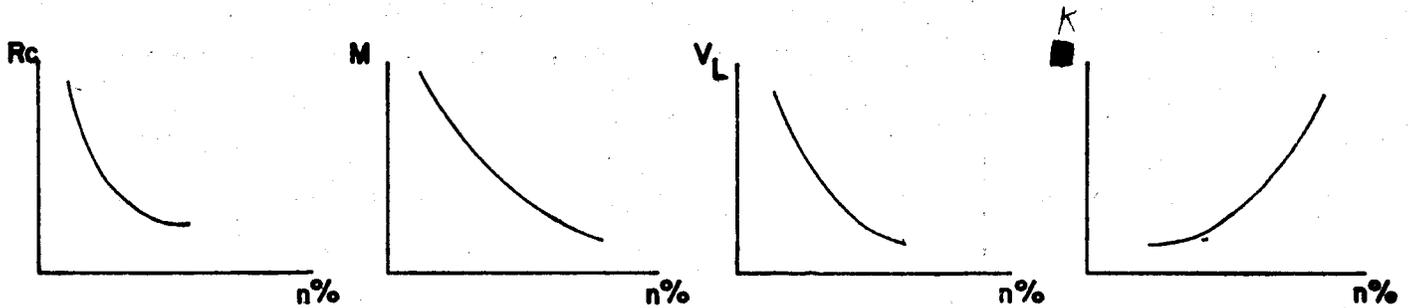
Se pueden considerar dos tipos de porosidad.

1) Porosidad absoluta

2) 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 consiste en que se relaciona con la mayoría de las propiedades mecánicas de las rocas.

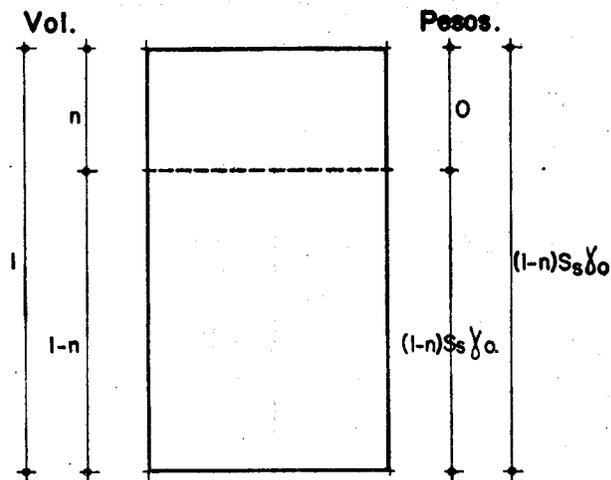


- Rc - resistencia a la compresión simple
- M - módulo de deformabilidad (E)
- VL - velocidad de las ondas longitudinales
- k - permeabilidad.

Porosidad absoluta.

Permite conocer la cantidad de poros y discontinuidades (total) sin importar su origen.

Considérese una muestra de roca de volumen unitario $V_t = 1$



∴ el volumen de poros $V_p = nV_t = n$
 y el volumen de sólidos $V_r = 1 - n$
 (Vol. roca)

el peso de los poros si están secos $W_p = 0$

si la densidad de sólidos es G o S_s

el peso de los sólidos W_r (pe
 so roca) $W_r = (1 - n) S_s \gamma_o$

de donde el peso específico seco γ_d vale

Relación entre porosidad y densidad de sólidos

$$\gamma_d = \frac{W_r}{V_t} = (1 - n) S_s \gamma_o \quad (1)$$

haciendo las mismas consideraciones anteriores pero suponiendo que los poros están llenos de agua.

el peso de los poros $W_p = n \gamma_o$

el contenido de agua $\omega = \frac{W_p}{W_r} = \frac{n \gamma_o}{(1-n) S_s \gamma_o} = \frac{n \gamma_o}{\gamma_d}$

$$\omega = \frac{n \gamma_o}{\gamma_d} \quad (a)$$

el peso específico saturado $\gamma_{sat} = \frac{W_r + W_p}{V_t} = \frac{(1-n) S_s \gamma_o + n \gamma_o}{V_t = 1}$

$$\gamma_{sat} = (1-n) S_s \gamma_o + n \gamma_o \quad (b)$$

substituyendo $n \gamma_o$ de (a) y $(1-n) S_s \gamma_o$ de (1) en (b)

$$\gamma_{sat} = \gamma_d + \omega \gamma_d$$

$$\gamma_{sat} = \gamma_d (1 + \omega) \quad (2)$$

$$\gamma_d = \frac{\gamma_{sat}}{1 + \omega} \quad (2')$$

Considérese un volumen unitario de roca; de donde el peso de roca $W_r = S_s \gamma_o$. Si la roca está saturada el contenido de agua resulta: $n = \frac{W_\omega}{W_r} \therefore W_\omega = \omega S_s \gamma_o$

y el volumen de agua $V_\omega = \omega S_s$, finalmente:

$$n = \frac{V_\omega}{V_t} = \frac{V_\omega}{1 + V_\omega}$$

$$n = \frac{\omega \cdot S_s}{1 + \omega S_s} \quad (3)$$

La expresión anterior supone que la densidad de sólidos es conocida. Dicha densidad se puede determinar moliendo la roca,

y utilizando los procedimientos de un laboratorio de mecánica de suelos.

Por otra parte, dado que una roca está formada de diferentes minerales, todos ellos de diferente densidad de sólidos; la S_s de la roca puede conocerse si se conocen los porcentajes de los distintos minerales que constituyen la roca mediante el uso de microscopios o del análisis petrográfico de secciones delgadas. Así pues, la densidad de sólidos de la roca puede calcularse con el promedio pesado de las densidades de cada tipo de cristales.

$$S_s = \frac{\sum_{i=1}^n S_{s_i} V_i}{V_t=1}$$

donde S_{s_i} densidad de sólidos del componente i

V_i porcentaje decimal del volúmen, del componente i

En la tabla siguiente (1) se presentan las densidades de sólidos de minerales comunes.

Densidad de sólidos de minerales comunes (ref. 2)

Mineral	S_s
Halita	2.1 - 2.6
Yeso	2.3 - 2.4
Serpentina	2.3 - 2.6
Ortoclasa	2.5 - 2.6
Calcedonia	2.6 - 2.64
Cuarzo	2.65
Plagioclasa	2.6 - 2.8
Clorita e ilita	2.6 - 3.0
Calcita	2.70
Moscovita	2.7 - 3.0

Mineral	S _s
Biotita	2.8 - 3.1
Dolomita	2.8 - 3.1
Anhidrita	2.9 - 3.0
Piroxena	3.2 - 3.6
Olivino	3.2 - 3.6
Barita	4.3 - 4.6
Magnetita	4.4 - 5.2
Pirita	4.9 - 5.2
Galena	7.4 - 7.6

TABLA 1

Haciendo las mismas consideraciones que para la obtención de la fórmula (3), excepto que los poros de la roca estén llenos de mercurio:

el peso de los poros

$$W_{Hg} = \omega_{Hg} \cdot S_s \cdot \gamma_0$$

volúmen de mercurio

$$V_{Hg} = \omega_{Hg} \cdot S_s \cdot \gamma_0 / (S_{sHg} \cdot \gamma_\omega) = \\ = \omega_{Hg} \cdot S_s / (S_{sHg})$$

$$n = \frac{\omega_{Hg} \cdot S_s / S_{sHg}}{1 + \omega_{Hg} \cdot S_s / S_{sHg}} \quad (4)$$

En la tabla 2 se dan algunas densidades de rocas comunes. Por supuesto, estos valores pueden sufrir variaciones grandes para cada formación en particular.

TABLA 2

PESOS VOLUMETRICOS

SECOS DE ALGUNAS ROCAS TIPICAS*.

ROCA	SECO (g/cm ³)	SECO (kN/m ³)	SECO lb/ft ³
Sienita de nefelina	2.7	26.5	169
Sienita	2.6	25.5	162
Granito	2.65	26.0	165
Diorita	2.85	27.9	178
Gabro	3.0	29.4	187
Yeso	2.3	22.5	144
Roca Salina	2.1	20.6	131
Carbón	0.7 to 2.0		
La densidad varia con el contenido de cenizas			
Pizarra aceitosa	1.6 to 2.7		
La densidad varia con el contenido de keroseno y por consiguiente con el aceite dado en galones - por tonelada).			
Roca a 30 gal/ton	2.13	21.0	133
Caliza densa	2.7	20.9	168
Marmol	2.75	27.0	172
Lutita, Oklahoma			
1000 pies de profundidad	2.25	22.1	140
3000 pies de profundidad	2.52	24.7	157
5000 pies de profundidad	2.62	25.7	163
Cuarzo, mica esquistosa	2.82	27.6	176
Anfibolita	2.99	29.3	187
Riolita	2.37	23.2	148
Basalto	2.77	27.1	173

* Datos obtenidos de Clark (1966), Davis and De Weist (1966), y otras fuentes.

Porosidad de fisuración.

Para determinar la porosidad de fisuración se utiliza un poro-
símetro (Farran y Thenoz, 1965) que permite medir el volumen
de aire que llena las grietas y poros matriciales interconec-
tados. Fig.1

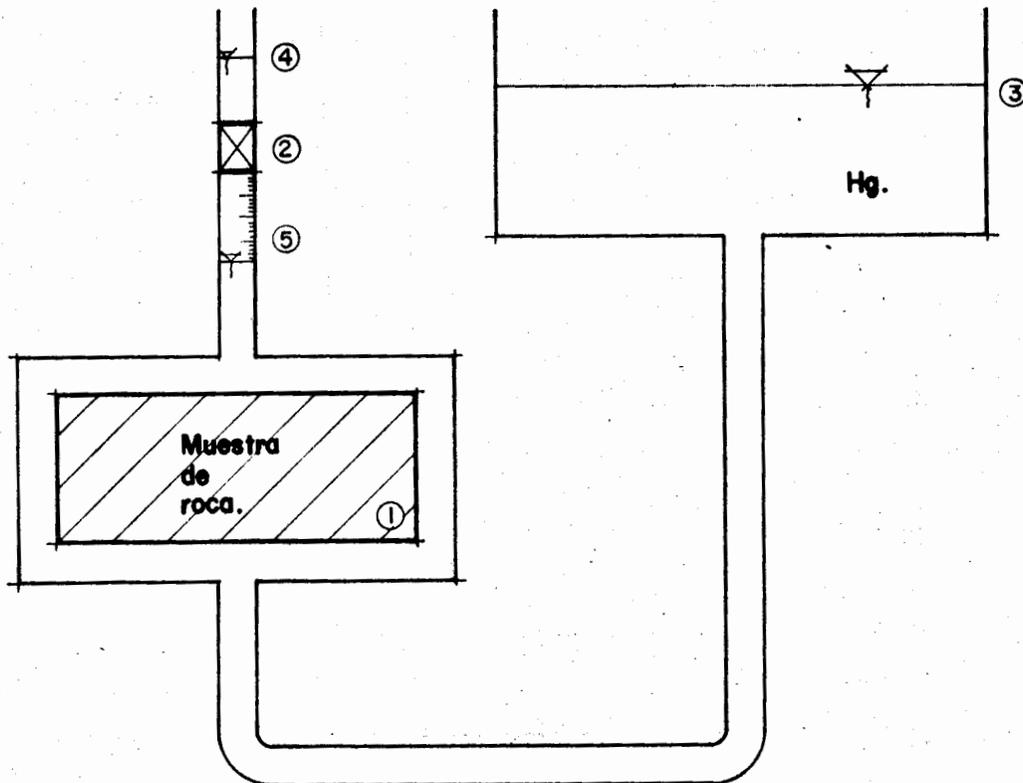


Fig. 1 POROSIMETRO

La medición de la porosidad de fisuración se realiza de la si-
guiente 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 ayuda de la graduación (5). El tiempo necesario mínimo recomendado para que la muestra suelte el aire es de 5 minutos.

Por otro lado, Walsh (1965) ha evaluado la porosidad de fisuración n_0 mediante la obtención del módulo de compresibilidad volumétrica de una muestra de roca sometida a presión hidrostática.

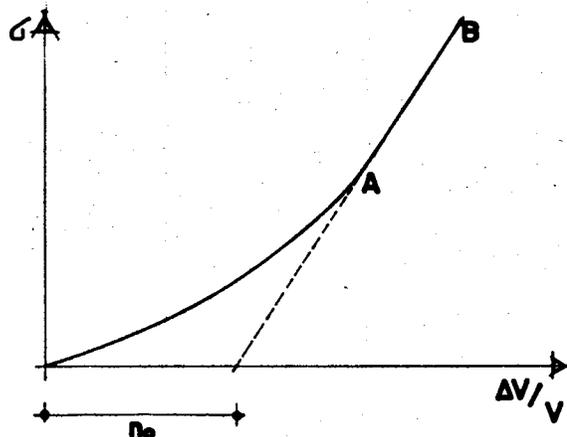


Fig. 2. Variación del volumen de la muestra en función de la presión hidrostática aplicada.

Las fisuras de la muestra se van cerrando al aumentar el esfuerzo con la consiguiente pérdida de volumen de la muestra hasta alcanzar el punto A. La recta AB representa el comportamiento de la matriz no fisurada; su prolongación hasta el eje horizontal, permite conocer el valor de n_0 .

La porosidad de fisuración está directamente ligada, entre otras propiedades, a la resistencia a la compresión simple de la roca, al módulo de deformabilidad inicial tangente, a la velocidad de las ondas longitudinales y transversales.

Con el fin de ampliar lo anterior, se presenta la fig. 3 extraída de la referencia 1 en la que puede observarse la variación de la resistencia a la compresión simple en función de -

n_p ; así como, el comportamiento del módulo de deformabilidad, E , en función también de n_p .

Por otra parte, teóricamente la velocidad de transmisión de ondas sonoras a través de una roca depende exclusivamente de sus propiedades elásticas y de la densidad. En la práctica, las fisuras del espécimen introducen un cierto efecto. De este hecho, se desprende que la velocidad de las ondas sónicas puede utilizarse para conocer el índice del grado de fisuración.

Fourmaintraux (1976) propone el siguiente procedimiento: primero, calcular la velocidad de las ondas longitudinales (V_{ℓ}^*) como si el espécimen no tuviera poros ni fisuras. Si la composición del mineral es conocida, V_{ℓ}^* puede calcularse como:

$$\frac{1}{V_{\ell}^*} = \sum \frac{C_i}{V_{\ell}^{*,i}} \quad (5)$$

donde $V_{\ell}^{*,i}$ es la velocidad longitudinal correspondiente al mineral i cuya proporción del volumen de la muestra de roca es C_i . En la tabla 3 se dan valores promedio de velocidad longitudinal para diversos minerales constituyentes de rocas.

El paso siguiente consiste en medir la velocidad de las ondas longitudinales en el espécimen de roca V_{ℓ} (ver tabla 4) con estos valores se define un índice de calidad IQ%.

$$IQ = \frac{V_{\ell}}{V_{\ell}^*} \times 100\% \quad (6)$$

Los experimentos de Formaintraux demuestran que el valor de IQ varía por la presencia de poros (huecos esféricos) de acuerdo con

$$IQ\% = 100 - 1.6 n_p\% \quad (7)$$

donde $n_p\%$ es la porosidad de la roca no fisurada expresada en %. Sin embargo, cuando la muestra contiene una pequeña fracción de grietas planas (fisuras) la ecuación (7) debe analizarse. Por ejemplo, en una arenisca con $n_p = 10\%$ que tiene $IQ = 84\%$, después de someterla a altas temperaturas para producirle una cierta fisuración (2%) quedando con $n_p = 10\%$, $n = 12\%$; IQ bajó a 52%.

Debido a la extrema sensibilidad de IQ con el fisuramiento y basado en mediciones y observaciones microscópicas de las fisuras, Formaintraux graficó el valor de IQ contra la porosidad como base para describir el grado de fisuración del espécimen de roca (fig. 4). Conociendo la porosidad $n\%$ y el valor de $IQ\%$, se define un punto en la gráfica de la fig. 4 que cae en algunas de los 5 campos:

- I. No fisurado a ligeramente fisurado
- II. Ligeramente fisurado a moderado
- III. Moderadamente fisurado a fuertemente fisurado
- IV. Fuertemente fisurado a muy fuertemente fisurado
- V. Extremadamente fisurado

TABLA 3 Velocidades longitudinales	
Mineral	V (m/seg)
cuarzo	6050
olivino	8400
augita	7200
anfíbola	7200
muscovita	5800
ortoclasa	5800
plagioclasa	6250
calcita	6600
dolomita	7500
magnetita	7400
yeso	5200
epidota	7450
pirita	8000

TABLA 4 Valores típicos de V* en Rocas	
Roca	V*(m/seg)
cabro	7000
basalto	6500-7000
caliza	6000-6500
dolomita	6500-7000
arenisca y cuarcita *	6000
granito	5500-6000

Tablas de la ref. 2
páginas 39 y 40

Fig. 3

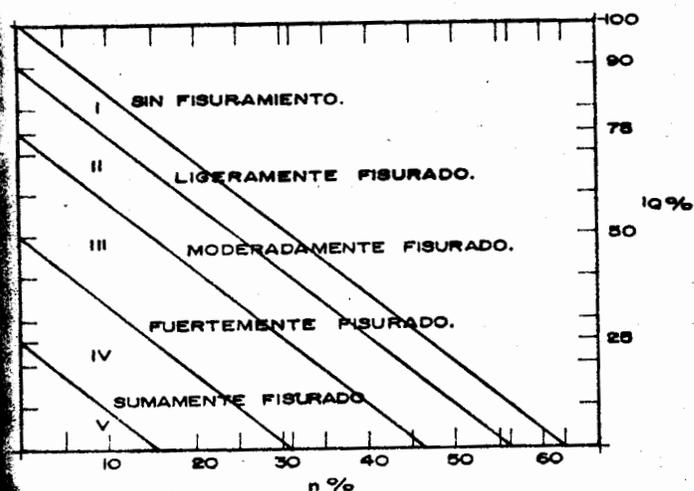
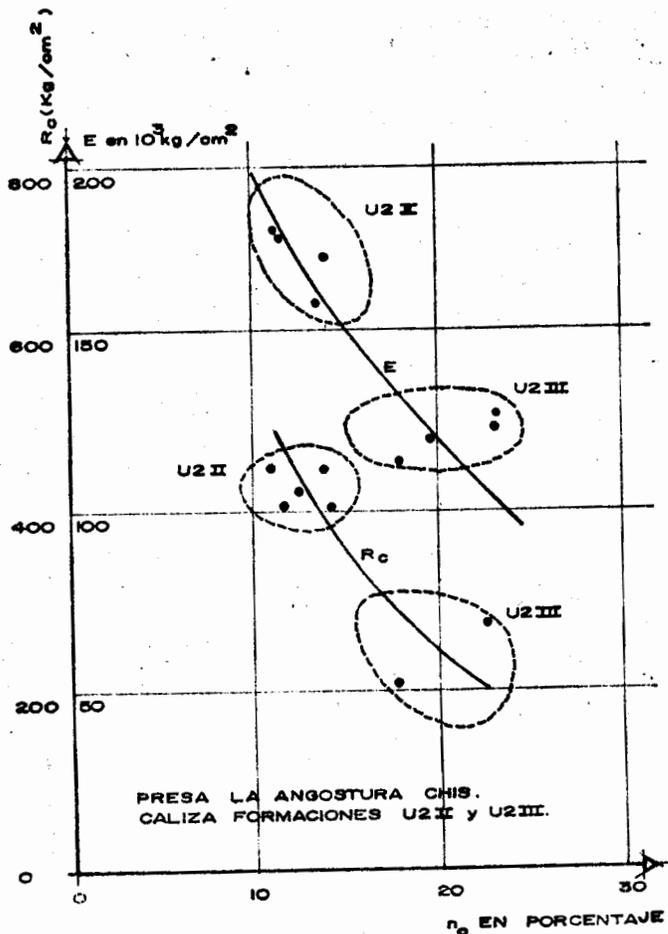


Fig. 4 Clasificación del fisuramiento de especímenes de roca.



Contenido de Agua.

Al aumentar el contenido de agua de una muestra de roca, disminuye su resistencia a la compresión simple. La presencia del agua en las fisuras de la roca provoca la reducción de la energía superficial de sus minerales, o sea, la cohesión de la roca disminuye por la simple presencia del 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 kg/cm² (Colback y Wiid 1965).

Alterabilidad y Durabilidad. Grado de Alteración.

La durabilidad de las rocas es una propiedad de fundamental importancia en todas las aplicaciones de las rocas. Los cambios en su composición mineralógica o en la estructura producidos por la exfoliación, hidratación, envejecimiento, disolución, oxidación, abrasión y otros procesos, en resumen se alteran y de ello se distinguen dos características de las rocas: 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 reinantes en el sitio; Por tanto la durabilidad es lo contrario de alterabilidad.

Una buena prueba índice, es la prueba de alterabilidad-durabilidad (ref. 2) 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 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 alternabilidad-durabilidad, Id.

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

Los valores del índice de alternabilidad y durabilidad, Id de las pizarras y lutitas provadas por Gamble variaron de 0 al 100%. No es claro cual es la relación entre la durabilidad y la edad geológica pero si 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. (tabla 5).

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

TABLA 5

Por otra parte, cuando se altera una roca, aumenta su porosidad. Por tanto, las clasificaciones de las muestras de roca provenientes de una formación rocosa, dada, adoptando como cri

terios el grado de alteración o la porosidad serán icónicas. Sin embargo, resulta delicado conocer 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 1937) se ha optado por definir el grado de alteración como;

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

P_2 = peso de la muestra al finalizar la absorción

P_1 = peso de la muestra secada al horno (105°C)

Permeabilidad.

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, salmueras, 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 el laboratorio. Es posible y recomendable efectuar pruebas de permeabilidad en el campo con el objeto de conocer este parámetro en el lugar.

La razón por la que Goodman (ref. 2) cataloga a la permeabilidad como propiedad índice obedece a que es muy importante conocer el grado de interconexión entre los poros y/o fisuras.

La variación de la permeabilidad con el esfuerzo normal aplicado, especialmente cuando el sentido del esfuerzo cambia de compresión a tensión; esto permite conocer el grado de fisuración del espécimen de roca ya que la abertura de las fisuras planas se ven fuertemente afectadas por el esfuerzo normal en tanto que los poros esféricos no.

El grado de cambio en la permeabilidad cuando en el permeámetro se utiliza aire o agua expresa o indica la interacción entre el agua y la roca o entre el agua y el cementante o relleno de las fisuras; en general entre el agua y los minerales. De esto, se pueden descubrir defectos fundamentales, pero muy escondidos, en la integridad o calidad de la roca. Esto no se ha investigado en la actualidad suficientemente.

En la mayoría de las aplicaciones de Ingeniería, las rocas obedecen la Ley de Darcy:

$$q_x = k \frac{dh}{dx} A$$

donde q_x - gasto en dirección x (dirección del flujo) - $L^3 T^{-1}$
 k - coeficiente de permeabilidad (LT^{-1})
 h - carga hidráulica (L)
 A - área de la sección transversal, normal a x (L^2)

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

$$q_x = \frac{K}{\mu} \frac{dp}{dz} A$$

donde p - presión en el fluido (igual a γh) (FL^{-2})
 μ - viscosidad del fluido ($FL^{-2} T$)

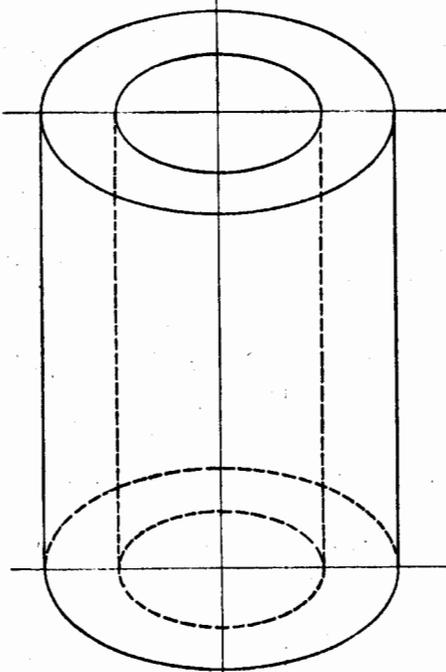
Cuando la ley de Darcy se utiliza de esta forma, el coeficiente de permeabilidad es independiente de las propiedades del fluido y sus unidades son entonces de área (L^2).

La unidad común de la permeabilidad es el Darcy

$$1 \text{ Darcy} = 9.87 \times 10^{-9} \text{ cm}^2$$
$$1 \text{ Darcy} \doteq 10^{-3} \text{ cm/seg}$$

La permeabilidad se mide 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)

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 (ref. 10).

La presión hidráulica interior (flujo divergente) no deberá ser muy grande ya que puede ocasionar la falla de la probeta 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

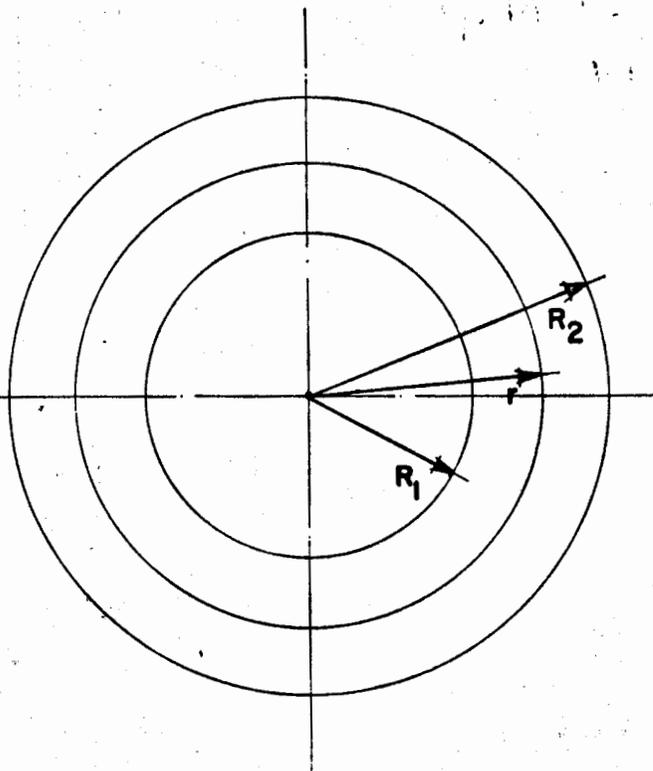
$$S = \frac{k_{div}}{k_{conv.}}$$

FAC. DE INGENIERIA
DOCUMENTACION

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_{div} ó $k_{conv.}$ se obtiene:



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

$$q = -k \frac{dh}{dr} 2\pi rL$$

$$\frac{dr}{r} = -\frac{k2\pi L}{q} dh$$

integrando de R_1 a R_2

$$L_n \left(\frac{R_2}{R_1} \right) = \frac{k \cdot 2\pi L (h_1 - h_2)}{q}$$

quedando $k = \frac{q \cdot L_n (R_2/R_1)}{2\pi \cdot L \cdot \Delta h}$
div
conv.

donde

- q - volúmen de agua por unidad de tiempo (gasto)
- L - longitud del espécimen
- R₂ y R₁ - radio exterior e interior del espécimen
- Δh - diferencia de carga a través de la región de flujo - correspondiente a Δp

La expresión anterior puede escribirse

$$k_{\text{div}} = L_n \left(\frac{R_2}{R_1} \right) \left(\frac{q}{2\pi L} \cdot \frac{L}{p} \right)$$

conv.

donde p es la presión aplicada al fluido.

En la cimentación de presas de concreto, por ejemplo, el efecto de la carga de agua induce una rotación de la estructura -- con respecto al empotramiento. Esto implica la generación de esfuerzos de tensión en la zona de aguas arriba, obteniéndose una permeabilidad, k, mayor; en cambio aguas abajo se originan esfuerzos de compresión, cerrando las grietas y creando una barrera impermeable. Aguas arriba se origina un flujo que ocasiona una presión de poro casi igual a la carga hidráulica del embalse. La presa de Malpasset, en Francia, falló por esta razón. Las pruebas de este tipo realizadas, por Bernaix (1969) con muestras de roca de la cimentación de Malpasset después de la falla demostraron que el coeficiente de permeabilidad puede tener variaciones muy grandes dependiendo del sentido del flujo radial. En esta presa, la permeabilidad divergente resultó en algunas pruebas 50000 veces mayor que la permeabilidad con flujo convergente. Las pruebas se efectuaron con 1 y 50 kg/cm² de presión hidráulica, como se dijo antes.

Otros ejemplos del mismo fenómeno se encuentran en la literatura y se mencionan el de la presa de Vendanova y el de la presa Santa Rosa en el estado de Jalisco (ref. 10).

Mediante procedimientos analíticos y métodos numéricos como -- por ejemplo el método del elemento finito, es posible determinar las zonas de compresión y las de tensión. Esto permitirá tomar las medidas adecuadas para minimizar el efecto de la sensitividad.

Finalmente, 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 cristali-nas muestran valores mucho menores que las medidas en el cam-po. La razón de estas discrepancias se atribuye a la existen-cia de una malla o conjunto de fracturas o juntas que atravie-san a la masa de roca. Snow (1965) idealizó el macizo rocoso suponiendo atravesado por tres familias de fracturas mutuamen-te perpendiculares, con paredes paralelas, aberturas idénticas y rugosidad y espaciamiento idénticos; así pues, la permeabili-dad de una masa de roca se puede estimar teóricamente:

$$k = \frac{\gamma}{6\mu} \left(\frac{e^3}{S}\right)$$

donde

S es el espaciamiento entre fracturas

e abertura de las fracturas

μ 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.

Rocha y Franciss (1977) muestran como es posible calcular la - permeabilidad de la roca a partir de la descripción de las --- fracturas del macizo mediante la extracción de muestras conti-

nuas orientadas y correlacionándolas con dos resultados de ---
unas cuantas pruebas de bombeo. La ec. anterior permite pre-
cisamente la abertura teórica, e , tal que de la misma permeabi-
lidad medida en campo (correspondiente al valor de S considera-
do).

En la tabla siguiente se presentan los valores de la permeabi-
lidad de algunas rocas, medida en el laboratorio y en campo --
(ref. 2). TABLA (A)

TABLA A

Permeabilidades típicas de las rocas*

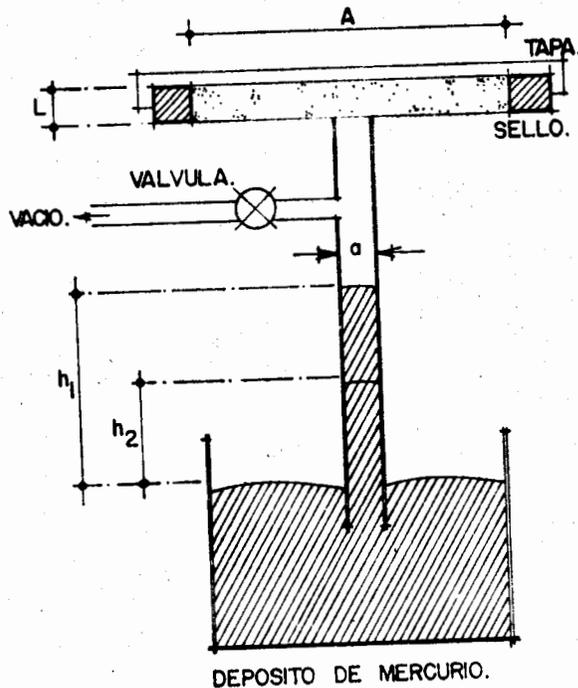
K (cm/s) para rocas con agua
a 20°C como fluido

	Laboratorio	Campo
Arenisca	3×10^{-3} a 8×10^{-8}	1×10^{-3} a 3×10^{-8}
Arenisca de navajo	1×10^{-3}	
Arenisca de Berea	1×10^{-5}	
Grauvaca	3.2×10^{-8}	
Lutita	10^{-9} a 5×10^{-13}	10^{-8} a 10^{-11}
Lutita de Pierre	5×10^{-12}	2×10^{-9} a 5×10^{-11}
Caliza, Dolomita	10^{-5} a 10^{-13}	10^{-3} a 10^{-7}
Caliza salem	2×10^{-6}	
Basalto	10^{-12}	10^{-2} a 10^{-7}
Granito	10^{-7} a 10^{-11}	10^{-4} a 10^{-9}
Esquisto	10^{-8}	2×10^{-7}
Esquisto fisurado	1×10^{-4} a 3×10^{-4}	

* Datos de Brace (1978), Davis y De Wiest (1966), y Serafim (1968).

Permeabilidad al aire. (Ref. 10)

La prueba para medir la permeabilidad al aire se realiza con un dispositivo como el que se muestra en la figura.



Procedimiento:

- 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 portamuestra, 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 parámetro de carga variable.

FAC. DE INGENIERIA
DOCUMENTACION

$$dv = k A \frac{h}{L} dt \times 13.6$$

donde

dv - volúmen de aire que pasa a través de la muestra en -
un tiempo dado

también se puede calcular

$$dv = a \cdot dh \quad ; \quad a = \text{área transversal del tubo}$$

entonces

$$13.6 \times k_a \times A \times \frac{h}{L} dt = a \cdot dh$$

$$\frac{dh}{h} = k_a \cdot \frac{A}{a \cdot L} dt \times 13.6$$

integrando entre los límites h_1 (inicial) y h_2 (final)

$$k_a = \frac{a}{A} \cdot \frac{L}{t} \cdot \log_N \left(\frac{h_1}{h_2} \right) \cdot \frac{1}{13.6}$$

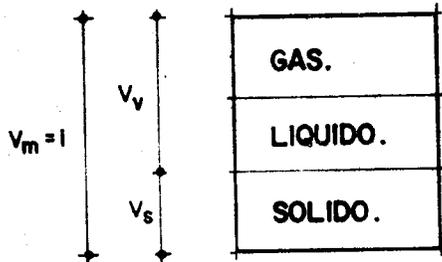
A - área de la sección transversal de la muestra.

13.6 - densidad del mercurio.

La experiencia indica que si el valor de k_a (permeabilidad del aire) es menor de 10^{-7} cm/seg., la fisuración es insuficiente y el material no es alterable, al ser nulo el gasto de filtración del agente agresivo (agua) en ella.

A continuación se presenta la obtención de expresiones volumétricas y gravimétricas utilizadas frecuentemente.

- 1.- Encontrar una expresión que dé el valor de la relación de vacíos de una roca cuya porosidad es conocida.



$$n = \frac{V_v}{V_m} \quad \text{si hacemos } V_m = 1$$

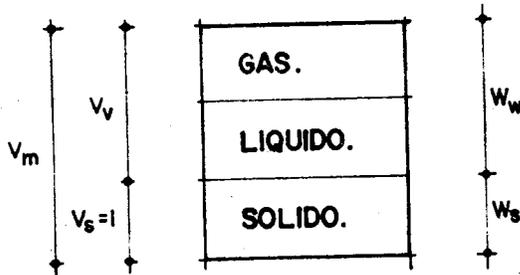
$$n = \frac{V_v}{1} \Rightarrow n = V_v$$

$$e = \frac{V_v}{V_s} \quad \text{de la figura}$$

$$V_s = V_m - V_v = 1 - V_v = 1 - n$$

$$\therefore e = \frac{n}{1-n}$$

- 2.- Encontrar una expresión que de el valor del peso volumétrico seco de una roca en función de la relación de vacíos y la densidad de sólidos.



$$e = \frac{V_v}{V_s}; \quad S_s = \frac{\gamma_s}{\gamma_o} = \frac{W_s}{V_s \gamma_o} \Rightarrow W_s = S_s V_s$$

$$\text{si hacemos } V_s = 1$$

$$e = V_v$$

$$V_m = 1 + e$$

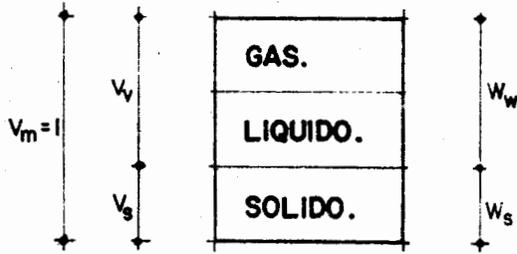
$$\gamma_d = \frac{W_s}{V_m} = \frac{S_s V_s \gamma_o}{1 + e}$$

$$\text{pero } V_s = 1$$

$$\therefore \gamma_d = \frac{S_s \gamma_o}{1 + e}$$

- 3.- De una roca se conoce la porosidad y la densidad de sólidos, en función de ellas, obtenga una expresión que nos de el peso volumétrico seco.

$$\gamma_d = \frac{W_s}{V_m}; \quad n = \frac{V_v}{V_m}; \quad S_s = \frac{W_s}{V_s \gamma_o}$$



si hacemos $V_m = 1$

$$n = V_v$$

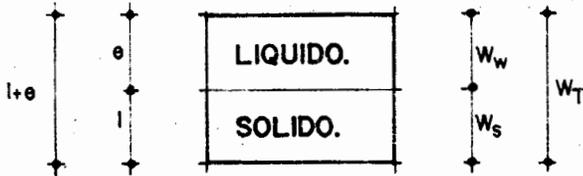
$$V_s = 1 - n$$

$$W_s = S_s \gamma_o (1-n)$$

$$\gamma_d = \frac{S_s \gamma_o (1-n)}{1}$$

$$\gamma_d = S_s (1-n) \gamma_o$$

- 4.- Si se conoce la relación de vacíos y la densidad de sólidos de una roca totalmente saturada, ¿cuál es la expresión, en función de ellas, que da el valor del peso volumétrico?



$$\gamma_{sat} = \frac{W_m}{V_m}; e = \frac{V_v}{V_s}; S_s = \frac{W_s}{V_s \gamma_o}$$

$$W_m = W_w + W_s \quad W_s = S_s V_s \gamma_o$$

si hacemos $V_s = 1$

$$V_v = e$$

$$V_m = 1 + e$$

de la figura

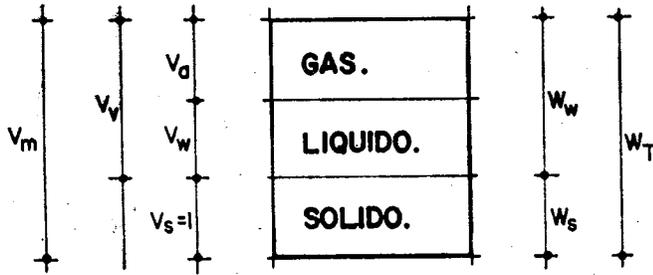
$$\gamma_w = \frac{W_w}{e} \Rightarrow W_w = e \gamma_w \quad \text{pero } \gamma_w = \gamma_o$$

$$\therefore W_w = e \gamma_o$$

$$W_s = S_s \gamma_o$$

$$\Rightarrow \gamma_{sat} = \frac{(e + S_s) \gamma_o}{1 + e}$$

- 5.- Si se conoce la relación de vacíos, la densidad de sólidos y grado de saturación de una roca, encuentre una expresión que de el peso volumétrico en función de dichos valores.



$$G_\omega = \frac{V_\omega}{V_v}, e = \frac{V_v}{V_s}, S_s = \frac{W_s}{V_s \gamma_o}$$

$$\gamma = \frac{W_\omega + W_s}{V_m}$$

si hacemos \$V_s = 1\$

de la fig. \$e = V_v\$

$$V_m = 1 + e$$

$$\gamma_\omega = \frac{W_\omega}{V_\omega} \Rightarrow W_\omega = \gamma_\omega V_\omega$$

$$V_\omega = G_\omega V_v \quad \text{pero } V_v = e \Rightarrow V_\omega = G_\omega e$$

$$W_s = S_s \gamma_o$$

$$\gamma = \frac{S_s \gamma_o + G_\omega e \gamma_\omega}{1 + e}$$

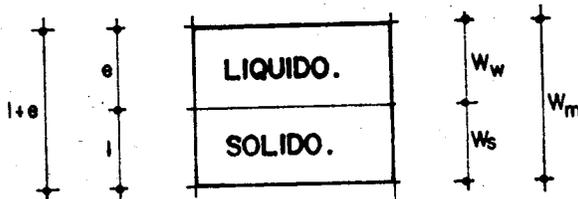
$$\text{pero } \gamma_o = \gamma_\omega$$

$$\gamma = \frac{S_s \gamma_o + G_\omega e \gamma_o}{1 + e}$$

$$\gamma = \frac{S_s + G_\omega e}{1 + e} \gamma_o$$

- 6.- Si se conoce la relación de vacíos y la densidad de sólidos de una muestra de roca totalmente saturada, encontrar una expresión en función de dichas variables de el contenido de agua.

$$\omega\% = \frac{W_\omega}{W_s} \times 100; S_s = \frac{W_s}{V_s \gamma_o}$$



$$e = \frac{V_v}{V_s}$$

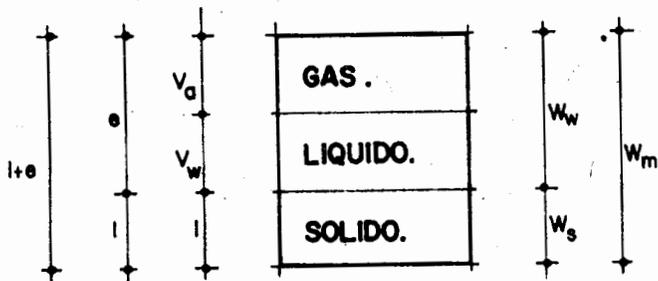
$$\text{si } V_s = 1 \quad V_v = e$$

$$W\omega = \gamma\omega e \quad \text{pero } \gamma\omega = \gamma_0 \Rightarrow W\omega = \gamma_0 e$$

$$W_s = S_s \gamma_0$$

$$\omega\% = \frac{\gamma_0 e}{S_s \gamma_0} \times 100 \Rightarrow \omega\% = \frac{e}{S_s} \times 100$$

- 7.- Si la muestra del problema anterior estuviera parcialmente saturada, con los mismos datos encontrar la expresi3n que da el valor del contenido de agua.



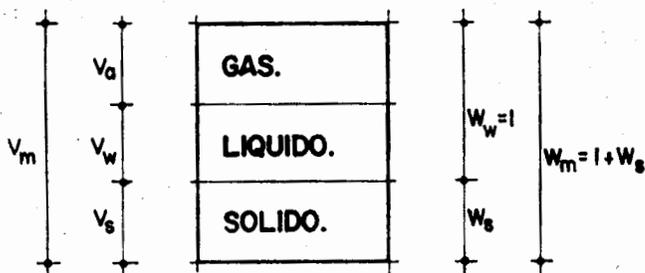
$$G\omega = \frac{V\omega}{Vv}; \text{ si } Vv = e \Rightarrow V\omega = eG\omega$$

$$W\omega = \gamma\omega eG\omega = \gamma_0 eG\omega$$

$$W_s = S_s \gamma_0$$

$$\omega\% = \frac{\gamma_0 eG\omega}{S_s \gamma_0} \times 100 \Rightarrow \omega\% = \frac{eG\omega}{S_s} \times 100$$

- 8.- Si se conoce el contenido de agua y el peso volum3trico de una roca, ¿Cu3l es la expresi3n que da el peso volum3trico seco?



$$\gamma_d = \frac{W_s}{V_m}; \quad \omega = \frac{W\omega}{W_s}, \quad \gamma_m = \frac{W_m}{V_m}$$

$$V_m = \frac{W_m}{\gamma_m}$$

$$W_s = \frac{W\omega}{\omega}$$

$$\text{si hacemos } W\omega = 1 \Rightarrow W_s = \frac{1}{\omega}$$

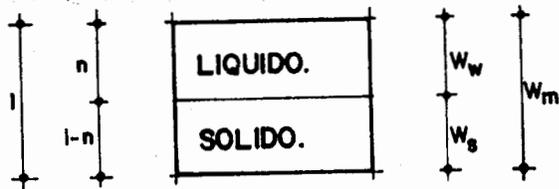
$$V_m = \frac{W_m}{\gamma_m} = \frac{W_s + W\omega}{\gamma_m} = \frac{\frac{1}{\omega} + 1}{\gamma_m}$$

$$V_m = \frac{\frac{1 + \omega}{\omega}}{\gamma_m} = \frac{1 + \omega}{\omega \gamma_m}$$

$$\gamma_d = \frac{\frac{1}{\omega}}{\frac{1 + \omega}{\omega \gamma_m}} = \frac{\omega \gamma_m}{\omega (1 + \omega)}$$

$$\gamma_d = \frac{\gamma_m}{1 + \omega}$$

- 9.- Si se conoce la porosidad y la densidad de sólidos de una roca totalmente saturada. Encontrar las expresiones que den los valores del peso volumétrico saturado y del peso volumétrico sumergido.



$$\gamma_{sat} = \frac{W_s + W_w}{V_m} ; S_s = \frac{W_s}{V_s \gamma_0}$$

$$\gamma' = \gamma - \gamma_0$$

$$W_w = \gamma_w n = \gamma_0 n$$

$$W_s = S_s V_s \gamma_0$$

$$W_s = S_s (1-n) \gamma_0$$

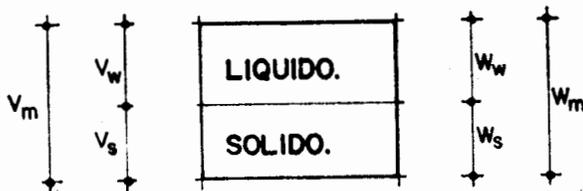
$$\gamma_{sat} = \frac{S_s (1-n) \gamma_0 + \gamma_0 n}{1}$$

$$\gamma_{sat} = \gamma_0 (S_s (1-n) + n)$$

$$\gamma' = \gamma_0 (S_s (1-n) + n) - \gamma_0$$

$$\gamma' = \gamma_0 (S_s (1-n) + n - 1)$$

- 10.- Encuentre una expresión que nos dé contenido de agua y otra para densidad de sólidos en función del peso del agua, peso total de la muestra, volumen total, peso de los sólidos, grado de saturación = 100%.



Por definición

$$S_s = \frac{W_s}{V_s \gamma_0}$$

$$\omega\% = \frac{W_w}{W_s} \times 100$$

$$V_m = V_w + V_s$$

$$\gamma_m = \frac{W_m}{V_m}$$

$$\gamma\omega = \frac{W\omega}{V\omega} \Rightarrow V\omega = \frac{W\omega}{\gamma\omega} = \frac{W\omega}{\gamma_0'}$$

$$V_s = V_m - V\omega$$

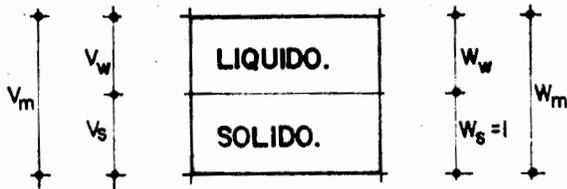
$$V_s = V_m - \frac{W\omega}{\gamma_0} = \frac{V_m \gamma_0 - W\omega}{\gamma_0}$$

$$S_s = \frac{W_s}{\left(\frac{V_m \gamma_0 - W\omega}{\gamma_0}\right) \gamma_0}$$

$$S_s = \frac{W_s}{V_m \gamma_0 - W\omega}$$

- 11.- Encontrar las expresiones para calcular peso volumétrico y peso volumétrico sumergido en función de: contenido de agua, densidad de sólidos y grado de saturación=100% (roca saturada).

$$\gamma_{sat} = \frac{W_s + W\omega}{V_m}; \gamma' = \gamma - \gamma_0$$



$$\omega = \frac{W\omega}{W_s}; S_s = \frac{W_s}{V_s \gamma_0}$$

si hacemos $W_s = 1$

$$\omega = W\omega$$

$$W_m = 1 + \omega$$

$$S_s = \frac{1}{V_s \gamma_0} \Rightarrow V_s = \frac{1}{S_s \gamma_0}$$

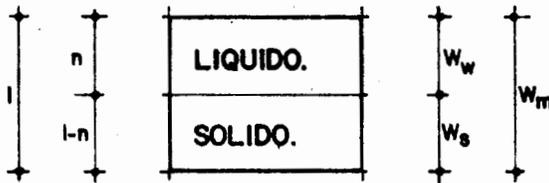
$$V\omega = \frac{\omega}{\gamma_0}$$

$$V_m = \frac{1}{S_s \gamma_0} + \frac{\omega}{\gamma_0} = \frac{1}{\gamma_0} \left(\frac{1 + \omega S_s}{S_s} \right)$$

$$\gamma_{sat} = \frac{1 + \omega}{\frac{1}{\gamma_0} \left(\frac{1 + \omega S_s}{S_s} \right)} \Rightarrow \gamma_{sat} = \frac{S_s \gamma_0 (1 + \omega)}{1 + \omega S_s}$$

$$\gamma' = \gamma_0 \left(\frac{S_s (1+\omega)}{1+\omega S_s} - 1 \right)$$

- 12.- Encontrar las expresiones que nos den el valor de densidad de sólidos en función de la porosidad, el contenido de agua y grado de saturación = 100%.



$$S_s = \frac{W_s}{V_s \gamma_0} \quad G\omega = 100\%$$

$$n = \frac{V_v}{V_m} \Rightarrow V_v = n$$

$$\omega = \frac{W_\omega}{W_s} \Rightarrow W_s = \frac{W_\omega}{\omega}$$

$$W_\omega = \gamma_\omega n \Rightarrow \gamma_0 n$$

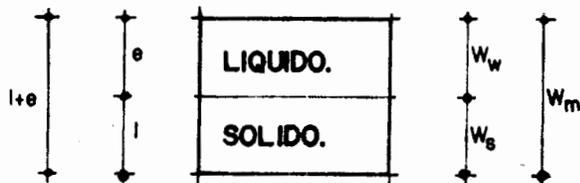
$$W_s = \frac{\gamma_0 n}{\omega}$$

$$V_s = 1-n$$

$$S_s = \frac{\gamma_0 n}{\omega (1-n) \gamma_0}$$

$$S_s = \frac{n}{(1-n)\omega}$$

- 13.- Encontrar las expresiones que nos dan el valor de peso volumétrico y peso volumétrico sumergido en función de la relación de vacíos, densidad de sólidos y Grado de saturación = 100%



$$\gamma_{sat} = \frac{W_s + W_\omega}{V_m}; \quad \gamma' = \gamma_{sat} - \gamma_0$$

de la figura

$$V_m = 1 + e$$

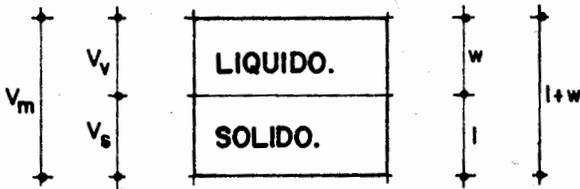
$$W_w = e\gamma\omega = e\gamma_0$$

$$S_s = \frac{W_s}{V_s\gamma_0} \Rightarrow W_s = S_s\gamma_0 \quad (V_s = 1)$$

$$\gamma_{sat} = \frac{S_s\gamma_0 + e\gamma_0}{1 + e} \Rightarrow \gamma_{sat} = \gamma_0 \frac{(S_s + e)}{1 + e}$$

$$\gamma' = \gamma_0 \left(\frac{S_s + e}{1 + e} - 1 \right)$$

14. Encontrar una expresión que nos dé los valores de peso volumétrico seco, relación de vacíos y grado de saturación en función del peso volumétrico, contenido de agua: Grado de saturación



$$\gamma_d = \frac{W_s}{V_m}; \quad e = \frac{V_v}{V_s}; \quad G\omega = \frac{V\omega}{V_v}$$

$$\gamma_m = \frac{W_m}{V_m} = \frac{1+\omega}{V_m}; \quad \omega = \frac{W\omega}{W_s} = \frac{W\omega}{1}$$

$$\gamma_d = \frac{1}{\frac{H\omega}{\gamma_m}} \Rightarrow \gamma_d = \frac{\gamma_m}{1+\omega}$$

$$e = \frac{V_v}{V_s}; \quad V_v = \frac{\omega}{\gamma\omega} = \frac{\omega}{\gamma_0}$$

$$V_s = V_m - V_v$$

$$V_m = \frac{1+\omega}{\gamma_m}$$

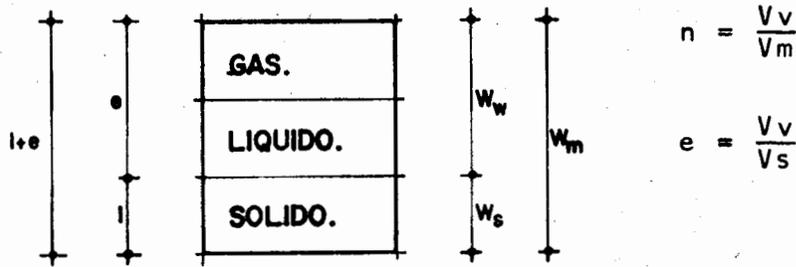
$$V_s = \frac{1+\omega}{\gamma_m} - \frac{\omega}{\gamma_0} = \frac{\gamma_0(1+\omega) - \omega\gamma_m}{\gamma_m\gamma_0}$$

$$e = \frac{\frac{\omega}{\gamma_0}}{\frac{\gamma_0(1+\omega) - \omega\gamma_m}{\gamma_m\gamma_0}} = \frac{\omega\gamma_m\gamma_0}{\gamma_0(1+\omega)\gamma_0 - \omega\gamma_m} = \frac{\omega\gamma_m}{\gamma_0(1+\omega) - \omega\gamma_m}$$

$$e = \frac{\omega \gamma_m}{\gamma_0 (1+\omega) - \omega \gamma_m}$$

$G\omega = \text{dato}$

15.- Encontrar una expresión que nos de la porosidad en función de la relación de vacíos



Si hacemos $V_s = 1 \Rightarrow V_v = e$

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

PROPIEDADES MECANICAS DE LAS ROCAS

Siempre que se realiza una obra de Ingeniería Civil en roca se presentan dos preguntas que es necesario contestar:

- 1) ¿Alcanzarán los esfuerzos actuantes en la roca los niveles de esfuerzo tolerables con la consiguiente falla local o falla total de la misma?
- 2) ¿Producirán las cargas aplicadas a la roca deformaciones -- que dañen o destruyan a la estructura?

Para resolver la primer incógnita supongamos que es posible determinar el estado de esfuerzos iniciales en la masa de roca y que podemos predecir el cambio inducido por la construcción y operación de la obra. Cómo determinar entonces si la roca se fracturará, fluirá, cederá, se flexionará, etc. Es necesario plantear los criterios de falla e impedir que las combinaciones de los esfuerzos actuantes sean inadmisibles. Antes de entrar en este punto, revisaremos algunos puntos importantes.

La relación entre las causas (fuerzas) y los efectos (deformaciones, desplazamientos, etc.), de cualquier material está regida fundamentalmente por sus propiedades mecánicas. Particularmente, las propiedades mecánicas de las rocas están regidas por (ref. 7):

1. De los minerales que forman la roca
2. De la estratigrafía de la roca in situ
3. De los defectos de la roca (discontinuidades)
4. De la metodología del muestreo

Las propiedades mecánicas de las rocas son:

1. Dureza
2. Durabilidad
3. Permeabilidad al agua
4. Elasticidad
5. Plasticidad
6. Deformabilidad
7. Resistencia

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 actualmente. A veces, la dureza 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.

Tabla de durezas de Mohs

1. Talco
2. Yeso
3. Calcita
4. Fluorita
5. Apatita
6. Ortoclasa (feldespato)
7. Cuarzo
8. Topacio
9. Corindón
10. Diamante

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 de la roca (geológica), de la cantidad de roca expuesta a la acción del intemperismo.

Según el National Bureau of Standards (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, grano grueso	40 años
mármol, grano fino	50 a 200 años
Gneiss	50 años a muchos siglos
granito	75 a 200 años

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

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 muy 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.

Las constantes básicas de la elasticidad son: módulo de elasticidad o módulo de young, (E) y la relación de Poisson, (ν).

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 fractura. Se acepta que un material falló cuando sus deformaciones son muy grandes aunque 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 haciendo investigaciones sobre plasticidad. Los estudios sobre plasticidad en rocas y en suelos, han planteado lo que conocemos como superficies de deslizamiento. Estas superficies de deslizamiento son curvas y están representadas por una espiral logarítmica equilátera:

$$r = r_i \cdot e^{+\omega \cdot \tan \phi}$$

donde:

r = radio vector, en general

r_i = radio vector inicial

e = base de logaritmos naturales

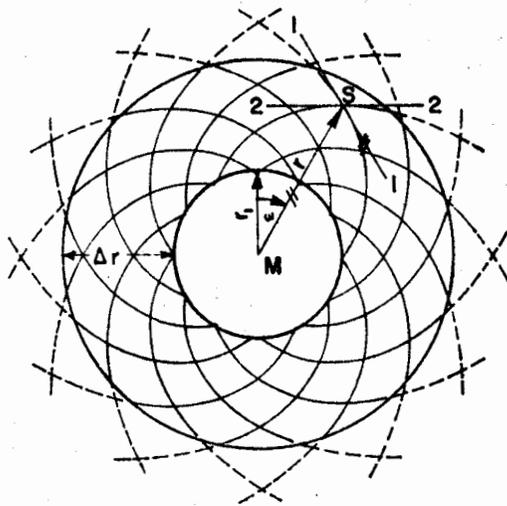
ω = amplitud (ángulo entre $r_i =$ constante y la variable r)

ϕ = ángulo de fricción interna de la roca o suelo

$\text{Tan}\phi$ = coeficiente de fricción

r y ω son coordenadas polares.

La ecuación anterior representa a dos familias de curvas ortogonales entre sí (espirales logarítmicas equiláteras). Véase - la figura siguiente:



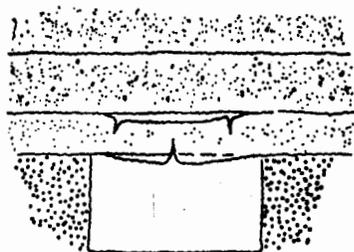
Sistemas de espirales logarítmicas equiláteras

Δr = espesor de la zona plastificada

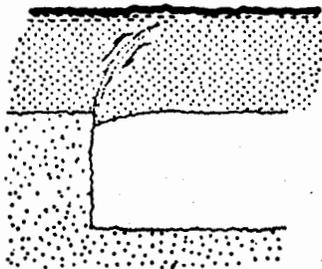
Modos de falla en las rocas.

La gran variedad de configuraciones de carga que se presenta en la práctica no permiten establecer un único modo de falla de las rocas. En cada caso puede predominar uno u otro modo: flexión, cortante, tensión, compresión, etc.

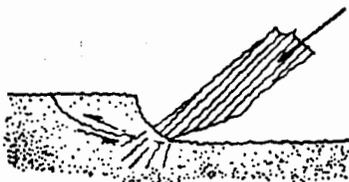
Modos de Falla en Roca



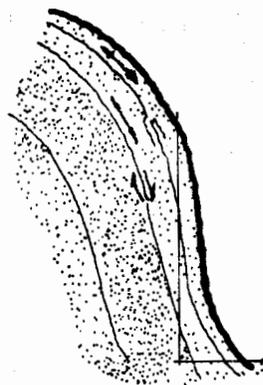
(a)



(b)



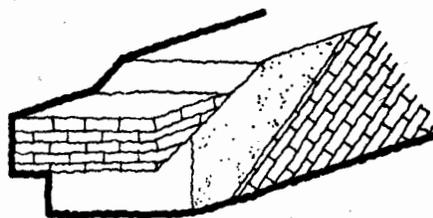
(c)



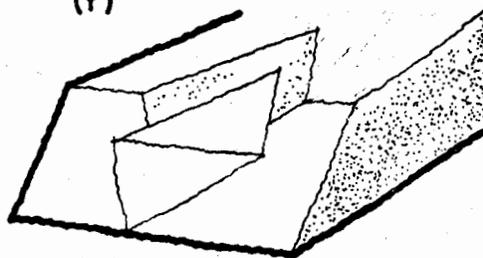
(d)



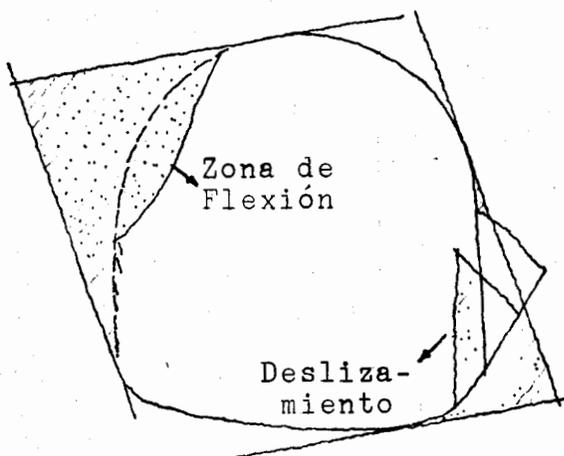
(e)



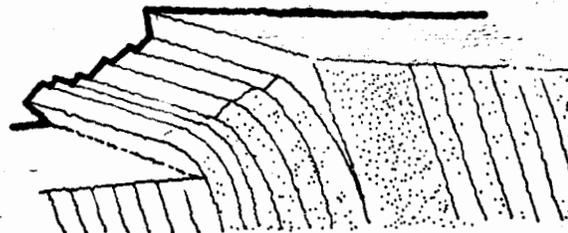
(f)



(g)



(h)



(i)

Flexión. Se refiere a la falla por momento flexionante con el desarrollo y propagación de grietas de tensión. Esto tiende a ocurrir en el techo de un túnel construido en roca con estratificación horizontal o cercana a la horizontal siguiente figura (a,i). 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 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 vertical (volteo) (h).

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), en un talud (f y g).

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.

Aplastamiento o compresión. El fenómeno de aplastamiento es sumamente complejo ya que durante el fenómeno aparecen grietas de tensión, actúa la flexión y también el cortante. Un caso común lo encontramos en los pilares de una mina (fig. c).

Criterios de falla en Rocas.

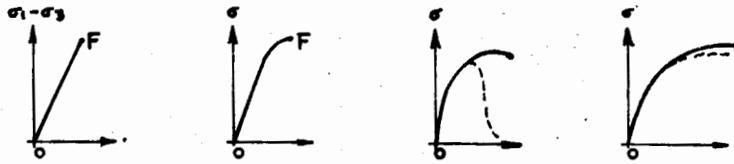
Para Goodman (ref. 2) al igual que para Jumikis (ref. 7), el término "falla" significa la pérdida total de cohesión, a lo largo de la superficie de falla; significa la destrucción de la roca.

Estos autores concuerdan, al igual que muchos otros, que 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).

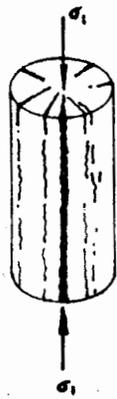
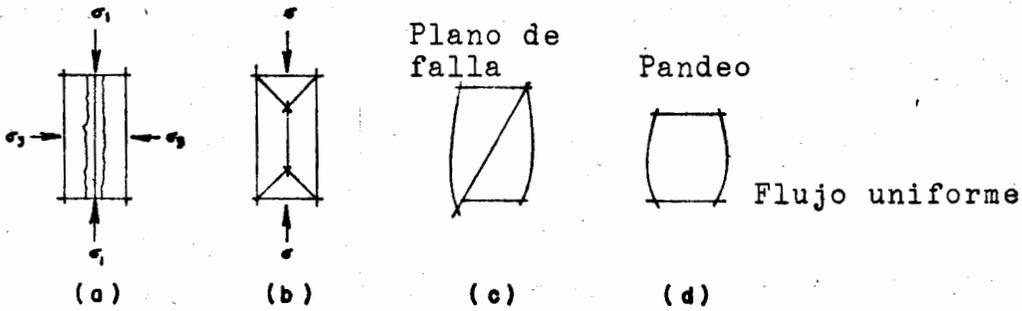
Para los materiales policristalinos, como lo son las rocas, no se ha desarrollado un criterio único de falla. La resistencia de las rocas depende o es afectada por el estado de esfuerzos, por la temperatura y por el tiempo. La mayoría de los criterios de falla se han derivado de pruebas realizadas en el laboratorio.

A continuación se presentan los criterios de falla más utilizados en mecánica de rocas. Analicemos antes las diferentes formas de curva esfuerzo-deformación obtenidas en pruebas realizadas en el laboratorio con especímenes de roca.

En general, a mayor esfuerzo confinante aplicado durante la prueba, mayor es la plasticidad del material y la forma de las superficies de falla varía desde planos verticales cuando el esfuerzo confinante es nulo o muy bajo, a forma de barril, cuando el esfuerzo confinante es muy alto. Karman efectuó pruebas con mármol y areniscas demostrando que el mismo material puede tener falla frágil o plástica dependiendo de la magnitud del confinamiento. La ductilidad del material aumenta al aumentar el confinamiento. Este mismo efecto lo produce el incremento de temperatura.



curvas esfuerzo deformación



EXTREMOS LISOS.



EXTREMOS RUGOSOS.



DEFORMACION PLASTICA POR PANDEO.

- (a) compresión triaxial
falla por tensión
- (b) compresión simple.
falla por tensión y
cortante.
- (c) falla por cortante.
- (d) falla plástica

Los criterios más utilizados:

1. Máximo esfuerzo de tensión
2. Criterio de Tresca, máximo esfuerzo cortante
3. Coulomb
4. Mohr
5. Griffith
6. Von Mises

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 σ_t ult.

$$\sigma_3 = - \sigma_t \text{ ult}$$

2. Máximo esfuerzo cortante.

El criterio de máximo esfuerzo cortante propuesto por Tresca es válido para materiales dúctiles e isotrópicos. El criterio se establece como función de los esfuerzos principales σ_1 y σ_3

De acuerdo con este criterio, el material falla cuando el esfuerzo cortante máximo τ_{\max} es igual a la resistencia al esfuerzo cortante, S , del material.

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

Como se verá, el criterio de Tresca es un caso particular del criterio de Coulomb.

3. Criterio de Coulomb.

Empíricamente, la resistencia al corte, s , de un material cohesivo, suelo o roca, varía con el esfuerzo normal σ_n actuante en la superficie de falla de acuerdo con la clásica ley de Coulomb

$$S = \tau = \sigma_n \tan \phi + C$$

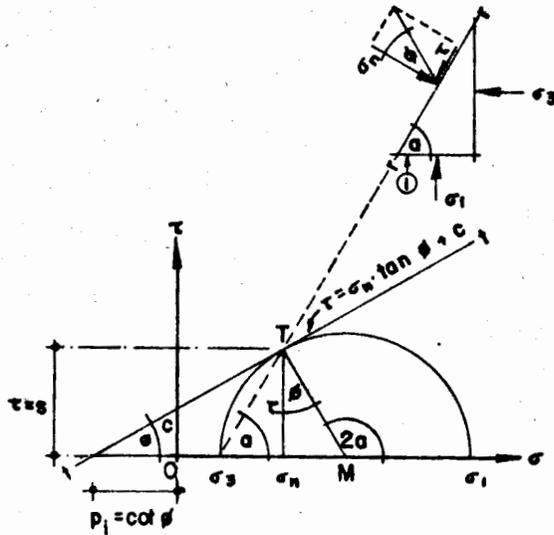
donde:

τ = esfuerzo cortante

ϕ = ángulo de fricción

c = cohesión

Geoméricamente, la ecuación anterior está representada -- por una recta, $t - t$ conocida como línea de resistencia al corte de Coulomb.



$r - r$ plano de falla

$t - t$ línea de resistencia de coulomb

$\sigma_1 - \sigma_3$ diámetro del círculo de Mohr

$\tau = S$ resistencia al corte

I

1 Caso general Mohr-Coulomb

De la geometría de la figura, el esfuerzo normal en el plano de ruptura $r - r$ vale

$$\sigma_n = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} + \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \cos 2\alpha$$

donde σ_1 y σ_3 son los esfuerzos principales mayor y menor respectivamente y α el ángulo de ruptura.

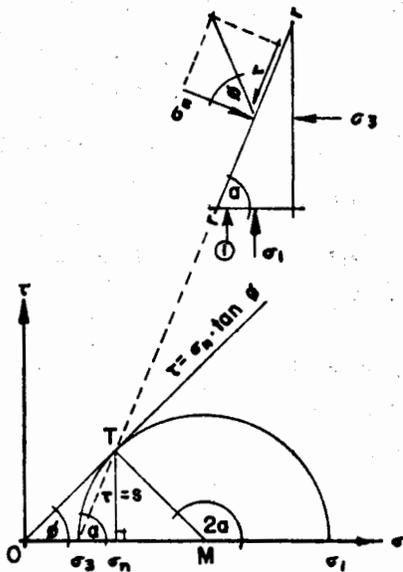
El esfuerzo cortante τ en el plano de ruptura vale

$$\tau = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \operatorname{sen} 2\alpha$$

cuando $c = 0$, la resistencia al esfuerzo cortante en la falla vale

$$S = \tau = \sigma_n \tan \phi$$

y la línea recta pasa por el origen del sistema coordinado $\sigma - \tau$



El Mohr-Coulomb
 $C = 0$

Cuando $\phi = 0$, la ecuación general de Coulomb se transforma -- en:

$$S = \tau = C = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} = \text{constante}$$

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

$$S = \tau = C = \frac{\sigma_1}{2}$$

La resistencia al corte de un material puramente cohesivo es igual a la mitad de su resistencia a la compresión simple, τ_1

El criterio de resistencia al corte de Coulomb puede escribirse, según la fig. de Mohr-Coulomb (I) para el caso general, - como:

$$\text{sen } \phi = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_1 + \sigma_3 + 2 p_i}$$

donde $p_i = C \cdot \text{Cot } \phi$ es el esfuerzo inicial en la probeta

cuando $C = 0$, $p_i = 0$ y

$$\text{sen } \phi = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_1 + \sigma_3}$$

Observando la fig. I puede verse que si la presión confinante σ_3 crece, el esfuerzo normal σ_n también crece en el plano incipiente de cortante (ruptura). Así pues, el esfuerzo cortante τ (S) necesario para la falla también crece. De la fig. I ó II.

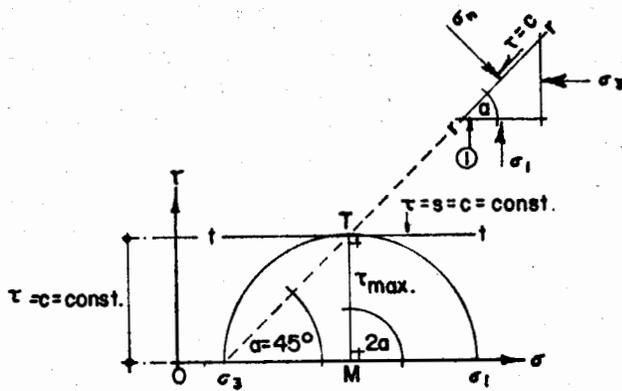
$$2 \alpha = 90^\circ + \phi$$

$$\alpha = 45^\circ + \frac{\phi}{2}$$

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. III muestra que 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 α varía de una roca a otra.

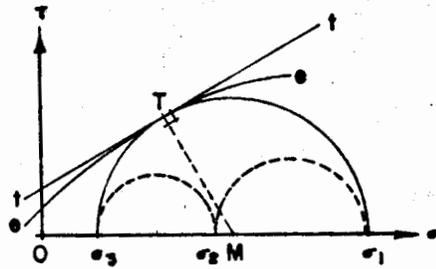


III puramente cohesivo
 $\phi = 0$

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.

4. 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. IV.



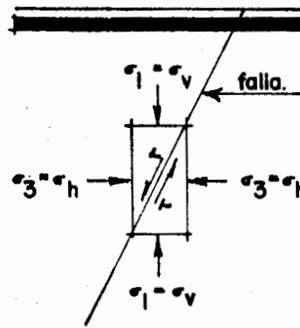
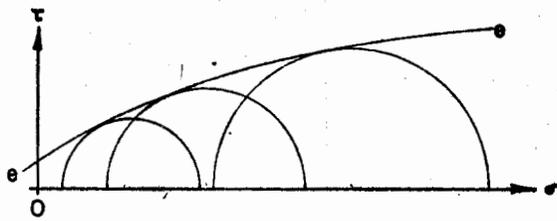
IV envolventes de Mohr t - t (recta)
(e - e) curva.

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 σ_2 (sea cual sea), no afecta la falla. Solo intervienen los esfuerzos principales mayor, σ_1 y menor, σ_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.V.

El criterio de falla de Mohr no solo especifica el estado de esfuerzos en la falla sino también da la dirección del plano de 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 fig. VI.



Módulo de Elasticidad de las Rocas.

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 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; así como de su génesis.

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

Tanto el módulo de elasticidad E como la relación de Poisson ν , se determinan:

- 1) Pruebas estáticas
- 2) Pruebas dinámicas, en las que se mide la velocidad de transmisión de ondas de cortante, S , en base a ella es posible calcular ν .

En la tabla (III-58) se presentan valores del módulo de elasticidad y de la relación de Poisson.

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

Relación de Poisson

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

$$\nu = \frac{\epsilon_x}{\epsilon_z} = \frac{1}{m}$$

donde m se conoce como número de Poisson.

Una relación $\nu = 0.5$ significa que el material es incompresible, se deforma sin cambio de volumen.

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

El valor de ν crece cerca de la falla a 0.30 aproximadamente y bajo condiciones de deformación constante $\nu = 0.5$

hablar de las "constantes de la elasticidad", E y ν , no es del todo correcto ya que varían como se dijo antes.

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.

Constantes de elasticidad E y μ de algunas rocas. Tabla III-58

Rocas	"E" Módulo Young de elasticidad		Relación de Poisson		Referencias
	Kg/cm ²	N/m ²	μ		
	Multiplicar por	Multiplicar por	Valores medios		
	10 ⁵	10 ¹⁰			
1	2	3	4	5	
Rocas Igneas					
Basalto	2.0 - 10.0	1.96 - 9.81, 4.85 - 11.15	0.14 - 0.25 0.22 - 0.25		32,54,55,86 18
Diabasa	3.0 - 9.0	2.94 - 8.83 -	0.125 - 0.25 0.333		34,54 55
		2.20 - 11.40 8.00 - 10.75	0.103 - 0.184 -		55 18
Gabro	6.0 - 11.0	5.88 - 10.78 5.84 - 8.71	0.125 - 0.25 0.154 - 0.48		32,54,55 18
Granito	2.6 - 7.0	2.55 - 6.86 -	0.125 - 0.25 0.155 - 0.338		32,54 18
		-	0.150 - 0.240		22,55
Sienita	6.0 - 8.0	2.13 - 7.05 5.88 - 7.85 6.29 - 8.63	- 0.25 0.17 - 0.319		18 32 18
			0.15 - 0.34		55
Rocas sedimentarias					
Dolomita	2.0 - 8.4	1.96 - 8.24 7.10 - 9.30 -	0.08 - 0.20 0.08 - 0.20 0.32 - 0.37		32,54 54,86 18
Caliza	1.0 - 8.0	0.98 - 7.85 -	0.10 - 0.20 0.16 - 0.23		54,86 55
		-	0.33		54
Arenisca	0.5 - 8.6	0.80 - 2.10 0.49 - 8.43 -	0.14 - 0.30 0.066 - 0.125 0.230 - 0.300		18 22 86
		-	0.17		54,55
		-	0.07		22
		-	0.62		49
Lutita	0.8 - 3.0	0.78 - 2.94 0.98 - 2.35 1.20 - 4.40 -	0.11 - 0.54 0.10 0.23 - 0.30 0.04 - 0.12		32,55 49 86 18
Arenisca	4.5 - 5.2	4.41 - 5.10	0.21 - 0.24		54
Rocas Metamórficas					
Genis	2.0 - 6.0 2.5 - 6.0	1.96 - 5.88 2.45 - 5.88 1.42 - 7.00 -	0.091 - 0.25 0.11 0.03 - 0.15 0.09 - 0.20		32,54 22,86 49 86
	6.0 - 9.0	5.88 - 8.83 - 8.50 4.93 - 8.70 2.8 - 10.00	0.25 - 0.38 0.25 0.16 - 0.27 0.11 - 0.20		22,55 18 54
Cuarcita	2.6 - 10.2	2.55 - 8.70 2.80 - 8.70 9.75	0.23 0.11 - 0.20 0.15		22 54 18
Esquisto	4.1 - 7.2	4.0 - 7.05 -	0.01 - 0.20 0.08 - 0.20		18 22,55

En la mecánica de rocas aplicada el término resistencia es relativo. Es necesario especificar perfectamente el tamaño del espécimen; 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.

La resistencia de una roca está gobernada entre otras cosas - por la composición mineralógica, dureza de los minerales y durabilidad en sí de la roca. Las propiedades mecánicas también se ven afectadas por otros factores:

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 lajeadas)
6. Defectos de la roca como: juntas, fracturas, fisuras, vacíos, poros de todo tipo.
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.
13. Evolución de la prueba: velocidad de carga o velocidad de deformación.
14. Tiempo.

Debe también distinguirse entre resistencia estática y resistencia dinámica.

Las pruebas estáticas más comunes de laboratorio y/o "in situ" son las siguientes:

1. Resistencia a la compresión
 - a) Simple o no confinada o uniaxial
 - b) Resistencia a la compresión triaxial (confinada)
2. Prueba de corte directo (involucra el coeficiente de
3. Resistencia a la tensión.
4. Resistencia a la flexión.
5. Resistencia al punzonado.
6. Resistencia a la torsión simple
7. Esfuerzos térmicos y deformaciones.
8. Propiedades plásticas.
9. Creep.

CLASIFICACION DE MASAS DE ROCA PARA PROPOSITOS INGENIERILES

Existen primordialmente tres sistemas de clasificación que -- son actualmente aceptados. Originalmente fueron desarrollados para túneles en roca.

- 1o. de Barton, Lien y Lunde (1974)
- 2o. Bieniawski (1974)
- 3o. Wickham, Tiedemann y Shinner (1974)

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 de 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:

$$q_u = 25I_s$$

$$I_s = \frac{P}{D^2} \quad (\text{explicada anteriormente})$$

La evaluación de una masa de roca (calificación) tomando como base la resistencia a la compresión simple puede verse en la tabla 6. 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 6 a 10.

Además de los cinco parámetros anteriores Bieniawski añade un sexto que permite considerar la influencia de la orientación de las juntas, tabla 11. Bieniawski recomienda que primero se obtenga la suma de las primera 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 puede ser favorable o desfavorable dependiendo de las condiciones hidráulicas y de las características de las juntas.

TABLA 6

Calificación de la masa de roca basado en la resistencia a la compresión		
carga puntual (MPa*)	resistencia la compresión 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
"	3 - 10	1
"	< 3	0

* 1MPa = 145 lb/in² = 10 kg/cm²

TABLA 7

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 8

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

FAC. DE INGENIERIA
DOCUMENTACION

TABLA 9

Calificación de la masa de roca basada en las características de las juntas	
DESCRIPCION	CALIFICACION
Superficie 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 1mm; 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 10

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 o 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 11

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 maciso rocoso:

Clasificación Geomecánica del maciso rocoso		
clase	descripción de la masa	RMR: Suma de las calificaciones tablas 6 a 11
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

TABLA 12

Uso de la clasificación Geomecánica Bieniawsky

No se requiere un análisis detallado para ver que, un túnel en roca mala y sin soporte fallará. El problema consiste en conocer cuanto tiempo pueden llevarse trabajos dentro del túnel sin soporte.

Conocer el tiempo en el que el túnel se mantiene estable sin soporte, permite al ingeniero y al constructor elegir el tipo de soporte adecuado, la rapidez con la que debe colocarlo y su espaciamento.

Basándose en la clasificación de Bieniawski tabla 12, Goodman presenta la fig. 5. En esta figura se puede determinar el tiempo que un túnel puede permanecer abierto sin soporte tomando en consideración la RMR y el espaciamento entre soportes. Así por ejemplo, en una roca con calificación 60=RMR, y soportes a 2m permanece estable poco más de un mes; si los soportes se encuentran a 12.5m permanece estable solo 14 días.

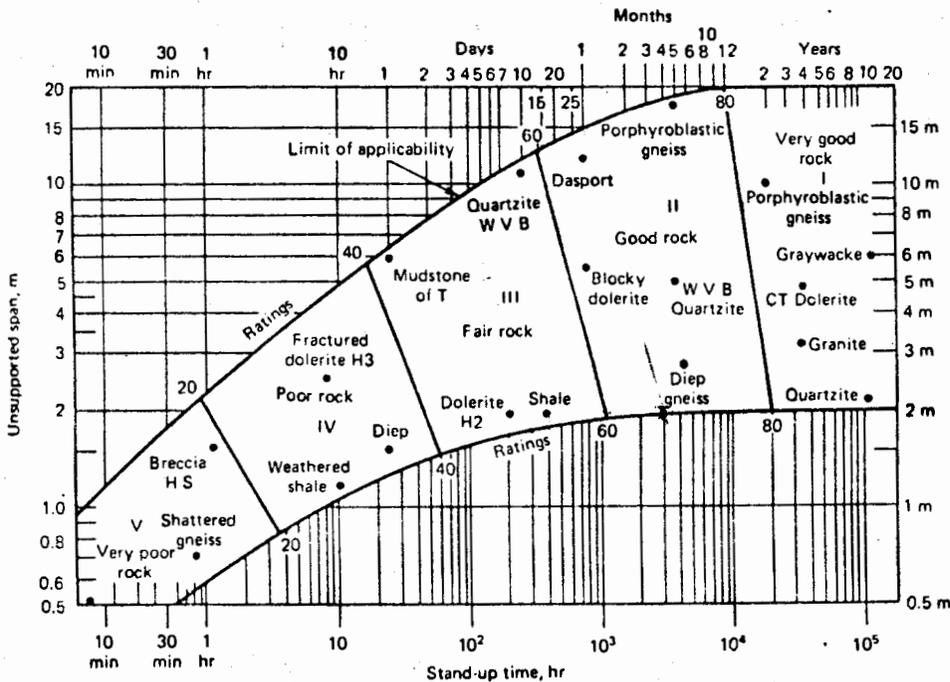


Fig. 5. Clasificación Geomecánica de masas de roca aplicada a la predicción de comportamiento de túneles en roca. El espaciamento es o bien la longitud entre soportes o el diámetro del túnel si es que éste es mayor. ref. 2.

MINERALES ORDENADOS DE ACUERDO CON SU PESO ESPECIFICO

PESO ESPE CIFICO	MINERAL	PESO ESPE CIFICO	MINERAL	PESO ESPE CIFICO	MINERAL
2.00-3.00	Bauxita	3.00-3.25	Turmalina	3.90-4.10	Esfalerita
2.16	Halita	3.00-3.30	Actinolita	4.00	Carnotita
2.20-2.65	Serpentina	3.15-3.20	Apatita	4.02	Corundo
2.30	Grafito	3.16	Andalucita	4.10-4.30	Calcopirita
2.32	Yeso	3.18	Fluorita	4.60	Cromita
2.57	Ortoclasa	3.20	Hornblenda	5.02	Pirita
2.60	Caolinita	3.20-3.40	Augita	5.06-5.08	Bornita
2.60-2.90	Clorita	3.23	Silimanita	5.18	Magnetita
2.62	Albita	3.27-3.37	Olivino	5.26	Hematita
2.65	Cuarzo	3.35-3.45	Epidota	5.50-5.80	Calcocita
2.70-2.80	Talco	3.40-3.60	Topacio	6.80-7.10	Casiterita
2.72	Calcita	3.50	Diamante	7.40-7.60	Galena
2.76	Anortita	3.50-4.30	Granate	9.00-9.70	Uraninita
2.76-3.10	Moscovita	3.56-3.68	Kianita		
2.80-2.90	Wollastonita	3.60-4.00	Limonita		
2.80-3.20	Biotita	3.65-3.75	Estaurolita		
2.85	Dolomita	3.77	Azurita		
2.89-2.98	Anhidrita	3.85	Siderita		

MINERALES ORDENADOS DE ACUERDO CON SU DUREZA

DUREZA	MINERAL	DUREZA	MINERAL	DUREZA	MINERAL
1	Talco	3½-4	Siderita	6	Magnetita
1-2	Grafito	3½-4	Esfalerita	6	Ortoclasa
1-3	Bauxita	4	Azurita	6-6½	Pirita
2	Yeso	4	Fluorita	6-7	Casiterita
2-2½	Clorita	5	Apatita	6-7	Epidota
2-2½	Caolinita	5	Kianita	6-7	Silimanita
2-2½	Muscovita	5	(a lo largo de los cris- tales)	6½-7	Olivino
2-5	Serpentina	5½	Limonita	6½-7½	Granate
2½	Galena	5½	Wollastonita	7	Kianita (a través de los cristales)
2½	Halita	5-6	Actinolita	7	Cuarzo
2½-3	Biotita	5-6	Augita	7-7½	Estaurolita
2½-3	Calcocita	5-6	Hornblenda	7-7½	Turmalina
3	Bornita	5½	Cromita	7½	Andalucita
3	Calcita	5½	Uraninita	8	Topacio
3-3½	Anhidrita	5½-6½	Hematita	9	Corundo
3½-4	Calcopirita	6	Albita	10	Diamante
3½-4	Dolomita	6	Anortita		

MINERALES QUE FORMAN ROCAS

I G N E O S		METAMORFICOS		SEDIMENTARIOS		MENAS DE MINERALES	
Esenciales	Accesorios	Regionales	De contacto termal	Esenciales	Cementante	Azurita	Galena
Cuarzo	Apatita	Actinolita		Cuarzo	Sílice	Bauxita	Hematita
Feldespatos	Corundo o	Andalucita	Corundo o	Feldespatos	Calcita	Bornita	Magnetita
Micas	Corindón	Asbesto	Corindón	Caolinita	Hematita	Carnotita	Siderita
Augita	Granate	Clorita	Granate	Calcita	Limonita	Casiterita	Esfalerita
Hornblenda	Hematita	Granate	Grafito	Dolomita		Calcocita	Uraninita
Olivino	Magnetita	Grafito		yeso		Calcopirita	
	Pirita	Kianita	Hidrotermales	Anhidrita		Cromita	
		Serpentina	Epidota	Halita			
		Silimanita	Granate				
		Estauroлита	Olivino				
		Talco	Minerales económicos				
			Cuarzo				
			Turmalina				
			Wollastonita				

Las propiedades como: la densidad de sólidos, el peso volumétrico, la porosidad, la relación de vacíos, el contenido de agua, el grado de saturación, se definen en mecánica de rocas de igual forma que en mecánica de suelos.

* Porosidad. Se define como porosidad la relación entre el volumen de vacíos y el volumen de la muestra.

$$\textcircled{1} \quad n = \frac{V_v}{V_t}$$

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

La forma de las discontinuidades de la matriz porosa varía. Las rocas muy porosas tienen oquedades 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.

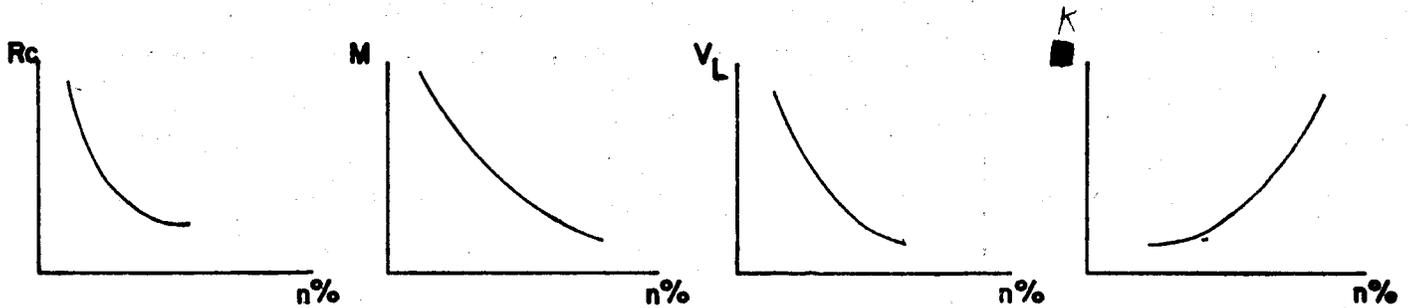
Se pueden considerar dos tipos de porosidad.

1) Porosidad absoluta

2) 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 consiste en que se relaciona con la mayoría de las propiedades mecánicas de las rocas.

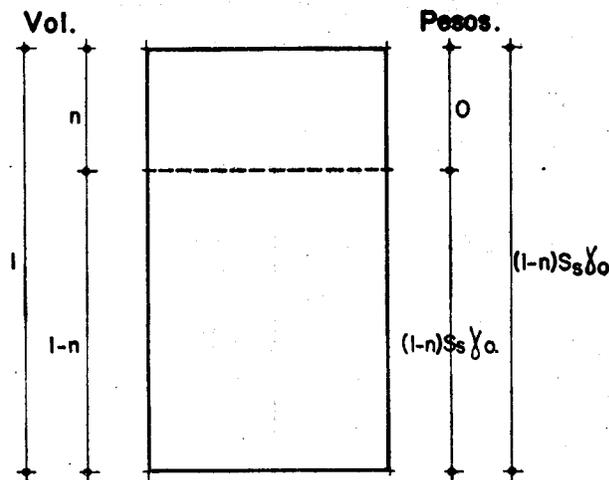


- Rc - resistencia a la compresión simple
- M - módulo de deformabilidad (E)
- V_L - velocidad de las ondas longitudinales
- k - permeabilidad.

Porosidad absoluta.

Permite conocer la cantidad de poros y discontinuidades (total) sin importar su origen.

Considérese una muestra de roca de volumen unitario $V_t = 1$



∴ el volumen de poros $V_p = nV_t = n$
 y el volumen de sólidos $V_r = 1 - n$
 (Vol. roca)

el peso de los poros si están secos $W_p = 0$

si la densidad de sólidos es G o S_s

el peso de los sólidos W_r (pe
 so roca) $W_r = (1 - n) S_s \gamma_o$

de donde el peso específico seco γ_d vale

Relación entre porosidad
y densidad de sólidos

$$\gamma_d = \frac{W_r}{V_t} = (1 - n) S_s \gamma_o \quad (1)$$

haciendo las mismas consideraciones anteriores pero suponiendo que los poros están llenos de agua.

el peso de los poros $W_p = n \gamma_o$

el contenido de agua $\omega = \frac{W_p}{W_r} = \frac{n \gamma_o}{(1-n) S_s \gamma_o} = \frac{n \gamma_o}{\gamma_d}$

$$\omega = \frac{n \gamma_o}{\gamma_d} \quad (a)$$

el peso específico saturado $\gamma_{sat} = \frac{W_r + W_p}{V_t} = \frac{(1-n) S_s \gamma_o + n \gamma_o}{V_t = 1}$

$$\gamma_{sat} = (1-n) S_s \gamma_o + n \gamma_o \quad (b)$$

substituyendo $n \gamma_o$ de (a) y $(1-n) S_s \gamma_o$ de (1) en (b)

$$\gamma_{sat} = \gamma_d + \omega \gamma_d$$

$$\gamma_{sat} = \gamma_d (1 + \omega) \quad (2)$$

$$\gamma_d = \frac{\gamma_{sat}}{1 + \omega} \quad (2')$$

Considérese un volumen unitario de roca; de donde el peso de roca $W_r = S_s \gamma_o$. Si la roca está saturada el contenido de agua resulta: $n = \frac{W_\omega}{W_r} \therefore W_\omega = \omega S_s \gamma_o$

y el volumen de agua $V_\omega = \omega S_s$, finalmente:

$$n = \frac{V_\omega}{V_t} = \frac{V_\omega}{1 + V_\omega}$$

$$n = \frac{\omega \cdot S_s}{1 + \omega S_s} \quad (3)$$

La expresión anterior supone que la densidad de sólidos es conocida. Dicha densidad se puede determinar moliendo la roca,

y utilizando los procedimientos de un laboratorio de mecánica de suelos.

Por otra parte, dado que una roca está formada de diferentes minerales, todos ellos de diferente densidad de sólidos; la S_s de la roca puede conocerse si se conocen los porcentajes de los distintos minerales que constituyen la roca mediante el uso de microscopios o del análisis petrográfico de secciones delgadas. Así pues, la densidad de sólidos de la roca puede calcularse con el promedio pesado de las densidades de cada tipo de cristales.

$$S_s = \frac{\sum_{i=1}^n S_{s_i} V_i}{V_t=1}$$

donde S_{s_i} densidad de sólidos del componente i

V_i porcentaje decimal del volumen, del componente i

En la tabla siguiente (1) se presentan las densidades de sólidos de minerales comunes.

Densidad de sólidos de minerales comunes (ref. 2)

Mineral	S_s
Halita	2.1 - 2.6
Yeso	2.3 - 2.4
Serpentina	2.3 - 2.6
Ortoclasa	2.5 - 2.6
Calcedonia	2.6 - 2.64
Cuarzo	2.65
Plagioclasa	2.6 - 2.8
Clorita e illita	2.6 - 3.0
Calcita	2.70
Moscovita	2.7 - 3.0

Mineral	S_s
Biotita	2.8 - 3.1
Dolomita	2.8 - 3.1
Anhidrita	2.9 - 3.0
Piroxena	3.2 - 3.6
Olivino	3.2 - 3.6
Barita	4.3 - 4.6
Magnetita	4.4 - 5.2
Pirita	4.9 - 5.2
Galena	7.4 - 7.6

TABLA 1

Haciendo las mismas consideraciones que para la obtención de la fórmula (3), excepto que los poros de la roca estén llenos de mercurio:

el peso de los poros

$$W_{Hg} = \omega_{Hg} \cdot S_s \cdot \gamma_0$$

volúmen de mercurio

$$V_{Hg} = \omega_{Hg} \cdot S_s \cdot \gamma_0 / (S_{sHg} \cdot \gamma_\omega) = \\ = \omega_{Hg} \cdot S_s / (S_{sHg})$$

$$n = \frac{\omega_{Hg} \cdot S_s / S_{sHg}}{1 + \omega_{Hg} \cdot S_s / S_{sHg}} \quad (4)$$

En la tabla 2 se dan algunas densidades de rocas comunes. Por supuesto, estos valores pueden sufrir variaciones grandes para cada formación en particular.

TABLA 2

PESOS VOLUMETRICOS

SECOS DE ALGUNAS ROCAS TIPICAS*.

ROCA	SECO (g/cm ³)	SECO (kN/m ³)	SECO lb/ft ³
Sienita de nefelina	2.7	26.5	169
Sienita	2.6	25.5	162
Granito	2.65	26.0	165
Diorita	2.85	27.9	178
Gabro	3.0	29.4	187
Yeso	2.3	22.5	144
Roca Salina	2.1	20.6	131
Carbón	0.7 to 2.0		
La densidad varia con el contenido de cenizas			
Pizarra aceitosa	1.6 to 2.7		
La densidad varia con el contenido de keroseno y por consiguiente con el aceite dado en galones - por tonelada).			
Roca a 30 gal/ton	2.13	21.0	133
Caliza densa	2.7	20.9	168
Marmol	2.75	27.0	172
Lutita, Oklahoma			
1000 pies de profundidad	2.25	22.1	140
3000 pies de profundidad	2.52	24.7	157
5000 pies de profundidad	2.62	25.7	163
Cuarzo, mica esquistosa	2.82	27.6	176
Anfibolita	2.99	29.3	187
Riolita	2.37	23.2	148
Basalto	2.77	27.1	173

* Datos obtenidos de Clark (1966), Davis and De Weist (1966), y otras fuentes.

Porosidad de fisuración.

Para determinar la porosidad de fisuración se utiliza un poro-
símetro (Farran y Thenoz, 1965) que permite medir el volumen
de aire que llena las grietas y poros matriciales interconec-
tados. Fig.1

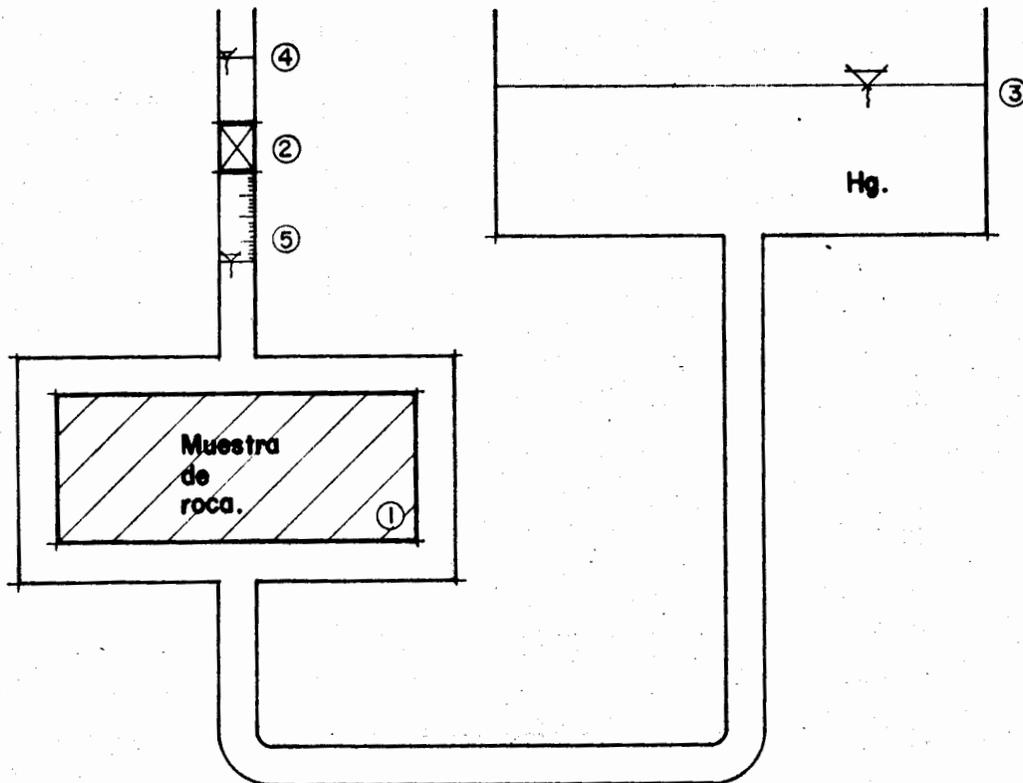


Fig. 1 POROSIMETRO

La medición de la porosidad de fisuración se realiza de la si-
guiente 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 ayuda de la graduación (5). El tiempo necesario mínimo recomendado para que la muestra suelte el aire es de 5 minutos.

Por otro lado, Walsh (1965) ha evaluado la porosidad de fisuración n_0 mediante la obtención del módulo de compresibilidad volumétrica de una muestra de roca sometida a presión hidrostática.

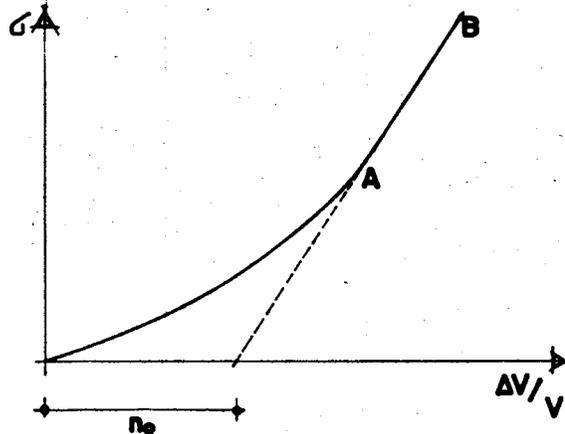


Fig. 2. Variación del volumen de la muestra en función de la presión hidrostática aplicada.

Las fisuras de la muestra se van cerrando al aumentar el esfuerzo con la consiguiente pérdida de volumen de la muestra hasta alcanzar el punto A. La recta AB representa el comportamiento de la matriz no fisurada; su prolongación hasta el eje horizontal, permite conocer el valor de n_0 .

La porosidad de fisuración está directamente ligada, entre otras propiedades, a la resistencia a la compresión simple de la roca, al módulo de deformabilidad inicial tangente, a la velocidad de las ondas longitudinales y transversales.

Con el fin de ampliar lo anterior, se presenta la fig. 3 extraída de la referencia 1 en la que puede observarse la variación de la resistencia a la compresión simple en función de -

n_p ; así como, el comportamiento del módulo de deformabilidad, E , en función también de n_p .

Por otra parte, teóricamente la velocidad de transmisión de ondas sonoras a través de una roca depende exclusivamente de sus propiedades elásticas y de la densidad. En la práctica, las fisuras del espécimen introducen un cierto efecto. De este hecho, se desprende que la velocidad de las ondas sónicas puede utilizarse para conocer el índice del grado de fisuración.

Fourmaintraux (1976) propone el siguiente procedimiento: primero, calcular la velocidad de las ondas longitudinales (V_L^*) como si el espécimen no tuviera poros ni fisuras. Si la composición del mineral es conocida, V_L^* puede calcularse como:

$$\frac{1}{V_L^*} = \sum \frac{C_i}{V_{L^*,i}} \quad (5)$$

donde $V_{L^*,i}$ es la velocidad longitudinal correspondiente al mineral i cuya proporción del volumen de la muestra de roca es C_i . En la tabla 3 se dan valores promedio de velocidad longitudinal para diversos minerales constituyentes de rocas.

El paso siguiente consiste en medir la velocidad de las ondas longitudinales en el espécimen de roca V_L (ver tabla 4) con estos valores se define un índice de calidad IQ%.

$$IQ = \frac{V_L}{V_L^*} \times 100\% \quad (6)$$

Los experimentos de Formaintraux demuestran que el valor de IQ varía por la presencia de poros (huecos esféricos) de acuerdo con

$$IQ\% = 100 - 1.6 n_p\% \quad (7)$$

donde $n_p\%$ es la porosidad de la roca no fisurada expresada en %. Sin embargo, cuando la muestra contiene una pequeña fracción de grietas planas (fisuras) la ecuación (7) debe analizarse. Por ejemplo, en una arenisca con $n_p = 10\%$ que tiene $IQ = 84\%$, después de someterla a altas temperaturas para producirle una cierta fisuración (2%) quedando con $n_p = 10\%$, $n = 12\%$; IQ bajó a 52%.

Debido a la extrema sensibilidad de IQ con el fisuramiento y basado en mediciones y observaciones microscópicas de las fisuras, Formaintraux graficó el valor de IQ contra la porosidad como base para describir el grado de fisuración del espécimen de roca (fig. 4). Conociendo la porosidad $n\%$ y el valor de $IQ\%$, se define un punto en la gráfica de la fig. 4 que cae en algunas de los 5 campos:

- I. No fisurado a ligeramente fisurado
- II. Ligeramente fisurado a moderado
- III. Moderadamente fisurado a fuertemente fisurado
- IV. Fuertemente fisurado a muy fuertemente fisurado
- V. Extremadamente fisurado

TABLA 3 Velocidades longitudinales	
Mineral	V (m/seg)
cuarzo	6050
olivino	8400
augita	7200
anfíbola	7200
muscovita	5800
ortoclasa	5800
plagioclasa	6250
calcita	6600
dolomita	7500
magnetita	7400
yeso	5200
epidota	7450
pirita	8000

TABLA 4 Valores típicos de V* en Rocas	
Roca	V*(m/seg)
cabro	7000
basalto	6500-7000
caliza	6000-6500
dolomita	6500-7000
arenisca y cuarcita *	6000
granito	5500-6000

Tablas de la ref. 2
páginas 39 y 40

Fig. 3

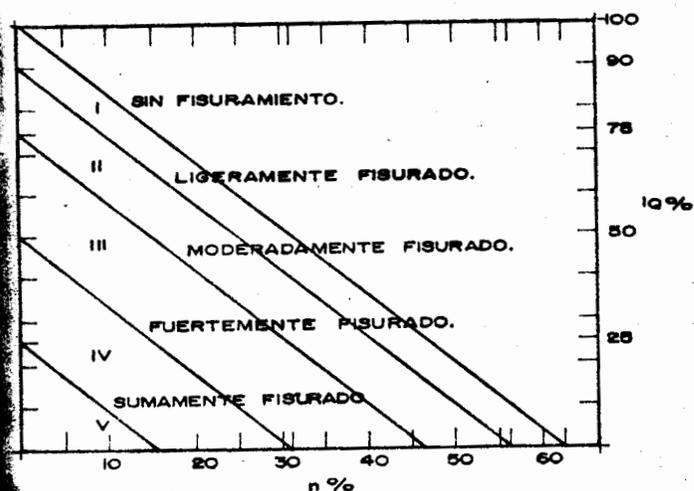
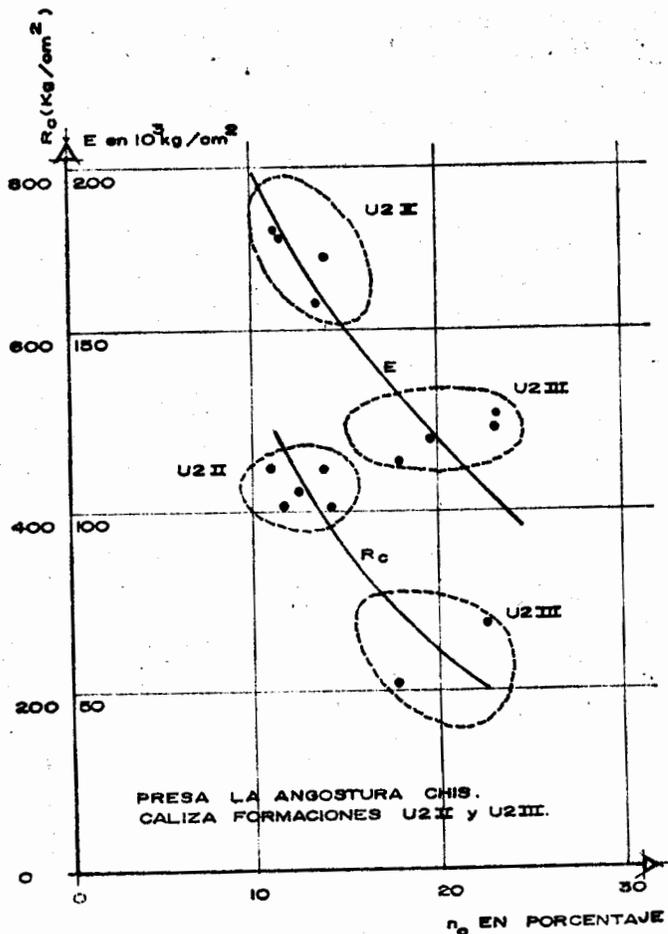


Fig. 4 Clasificación del fisuramiento de especímenes de roca.



Contenido de Agua.

Al aumentar el contenido de agua de una muestra de roca, disminuye su resistencia a la compresión simple. La presencia del agua en las fisuras de la roca provoca la reducción de la energía superficial de sus minerales, o sea, la cohesión de la roca disminuye por la simple presencia del 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 kg/cm² (Colback y Wiid 1965).

Alterabilidad y Durabilidad. Grado de Alteración.

La durabilidad de las rocas es una propiedad de fundamental importancia en todas las aplicaciones de las rocas. Los cambios en su composición mineralógica o en la estructura producidos por la exfoliación, hidratación, envejecimiento, disolución, oxidación, abrasión y otros procesos, en resumen se alteran y de ello se distinguen dos características de las rocas: 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 reinantes en el sitio; Por tanto la durabilidad es lo contrario de alterabilidad.

Una buena prueba índice, es la prueba de alterabilidad-durabilidad (ref. 2) 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 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 alternabilidad-durabilidad, Id.

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

Los valores del índice de alternabilidad y durabilidad, Id de las pizarras y lutitas provadas por Gamble variaron de 0 al 100%. No es claro cual es la relación entre la durabilidad y la edad geológica pero si 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. (tabla 5).

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

TABLA 5

Por otra parte, cuando se altera una roca, aumenta su porosidad. Por tanto, las clasificaciones de las muestras de roca provenientes de una formación rocosa, dada, adoptando como cri

terios el grado de alteración o la porosidad serán icónicas. Sin embargo, resulta delicado conocer 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 1937) se ha optado por definir el grado de alteración como;

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

P_2 = peso de la muestra al finalizar la absorción

P_1 = peso de la muestra secada al horno (105°C)

Permeabilidad.

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, salmueras, 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 el laboratorio. Es posible y recomendable efectuar pruebas de permeabilidad en el campo con el objeto de conocer este parámetro en el lugar.

La razón por la que Goodman (ref. 2) cataloga a la permeabilidad como propiedad índice obedece a que es muy importante conocer el grado de interconexión entre los poros y/o fisuras.

La variación de la permeabilidad con el esfuerzo normal aplicado, especialmente cuando el sentido del esfuerzo cambia de compresión a tensión; esto permite conocer el grado de fisuración del espécimen de roca ya que la abertura de las fisuras planas se ven fuertemente afectadas por el esfuerzo normal en tanto que los poros esféricos no.

El grado de cambio en la permeabilidad cuando en el permeámetro se utiliza aire o agua expresa o indica la interacción entre el agua y la roca o entre el agua y el cementante o relleno de las fisuras; en general entre el agua y los minerales. De esto, se pueden descubrir defectos fundamentales, pero muy escondidos, en la integridad o calidad de la roca. Esto no se ha investigado en la actualidad suficientemente.

En la mayoría de las aplicaciones de Ingeniería, las rocas obedecen la Ley de Darcy:

$$q_x = k \frac{dh}{dx} A$$

donde q_x - gasto en dirección x (dirección del flujo) - $L^3 T^{-1}$
 k - coeficiente de permeabilidad (LT^{-1})
 h - carga hidráulica (L)
 A - área de la sección transversal, normal a x (L^2)

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

$$q_x = \frac{K}{\mu} \frac{dp}{dz} A$$

donde p - presión en el fluido (igual a γh) (FL^{-2})
 μ - viscosidad del fluido ($FL^{-2} T$)

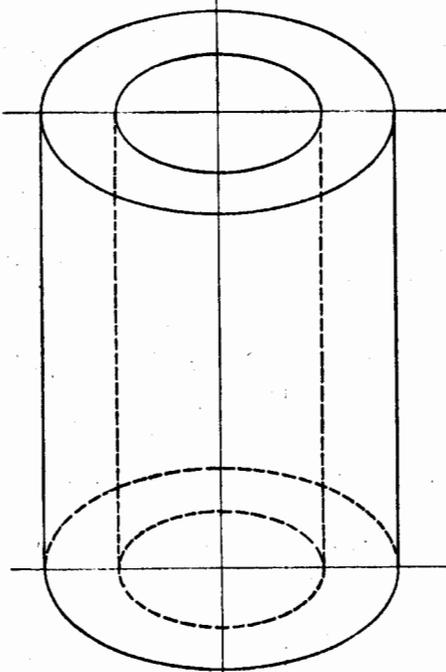
Cuando la ley de Darcy se utiliza de esta forma, el coeficiente de permeabilidad es independiente de las propiedades del fluido y sus unidades son entonces de área (L^2).

La unidad común de la permeabilidad es el Darcy

$$1 \text{ Darcy} = 9.87 \times 10^{-9} \text{ cm}^2$$
$$1 \text{ Darcy} \doteq 10^{-3} \text{ cm/seg}$$

La permeabilidad se mide 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)

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 (ref. 10).

La presión hidráulica interior (flujo divergente) no deberá ser muy grande ya que puede ocasionar la falla de la probeta 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

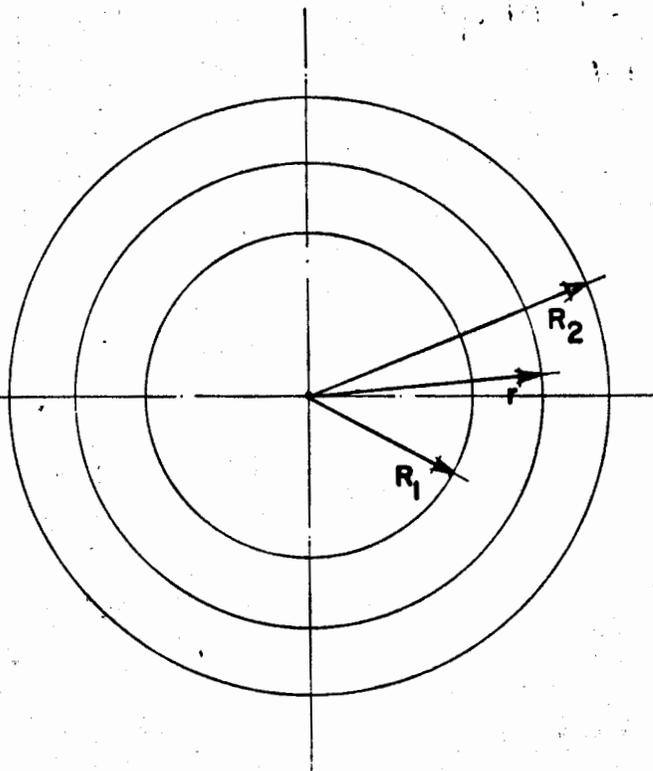
$$S = \frac{k_{div}}{k_{conv.}}$$

FAC. DE INGENIERIA
DOCUMENTACION

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_{div} ó $k_{conv.}$ se obtiene:



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

$$q = -k \frac{dh}{dr} 2\pi rL$$

$$\frac{dr}{r} = -\frac{k2\pi L}{q} dh$$

integrando de R_1 a R_2

$$L_n \left(\frac{R_2}{R_1} \right) = \frac{k \cdot 2\pi L (h_1 - h_2)}{q}$$

quedando $k = \frac{q \cdot L_n (R_2/R_1)}{2\pi \cdot L \cdot \Delta h}$
div
conv.

donde

- q - volúmen de agua por unidad de tiempo (gasto)
- L - longitud del espécimen
- R₂ y R₁ - radio exterior e interior del espécimen
- Δh - diferencia de carga a través de la región de flujo - correspondiente a Δp

La expresión anterior puede escribirse

$$k_{\text{div}} = L_n \left(\frac{R_2}{R_1} \right) \left(\frac{q}{2\pi L} \cdot \frac{L}{p} \right)$$

conv.

donde p es la presión aplicada al fluido.

En la cimentación de presas de concreto, por ejemplo, el efecto de la carga de agua induce una rotación de la estructura -- con respecto al empotramiento. Esto implica la generación de esfuerzos de tensión en la zona de aguas arriba, obteniéndose una permeabilidad, k, mayor; en cambio aguas abajo se originan esfuerzos de compresión, cerrando las grietas y creando una barrera impermeable. Aguas arriba se origina un flujo que ocasiona una presión de poro casi igual a la carga hidráulica del embalse. La presa de Malpasset, en Francia, falló por esta razón. Las pruebas de este tipo realizadas, por Bernaix (1969) con muestras de roca de la cimentación de Malpasset después de la falla demostraron que el coeficiente de permeabilidad puede tener variaciones muy grandes dependiendo del sentido del flujo radial. En esta presa, la permeabilidad divergente resultó en algunas pruebas 50000 veces mayor que la permeabilidad con flujo convergente. Las pruebas se efectuaron con 1 y 50 kg/cm² de presión hidráulica, como se dijo antes.

Otros ejemplos del mismo fenómeno se encuentran en la literatura y se mencionan el de la presa de Vendanova y el de la presa Santa Rosa en el estado de Jalisco (ref. 10).

Mediante procedimientos analíticos y métodos numéricos como -- por ejemplo el método del elemento finito, es posible determinar las zonas de compresión y las de tensión. Esto permitirá tomar las medidas adecuadas para minimizar el efecto de la sensitividad.

Finalmente, 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 cristali-nas muestran valores mucho menores que las medidas en el cam-po. La razón de estas discrepancias se atribuye a la existen-cia de una malla o conjunto de fracturas o juntas que atravie-san a la masa de roca. Snow (1965) idealizó el macizo rocoso suponiendo atravesado por tres familias de fracturas mutuamen-te perpendiculares, con paredes paralelas, aberturas idénticas y rugosidad y espaciamiento idénticos; así pués, la permeabili-dad de una masa de roca se puede estimar teóricamente:

$$k = \frac{\gamma}{6\mu} \left(\frac{e^3}{S}\right)$$

donde

S es el espaciamiento entre fracturas

e abertura de las fracturas

μ 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.

Rocha y Franciss (1977) muestran como es posible calcular la - permeabilidad de la roca a partir de la descripción de las --- fracturas del macizo mediante la extracción de muestras conti-

nuas orientadas y correlacionándolas con dos resultados de ---
unas cuantas pruebas de bombeo. La ec. anterior permite pre-
cisamente la abertura teórica, e , tal que de la misma permeabi-
lidad medida en campo (correspondiente al valor de S considera-
do).

En la tabla siguiente se presentan los valores de la permeabi-
lidad de algunas rocas, medida en el laboratorio y en campo --
(ref. 2). TABLA (A)

TABLA A

Permeabilidades típicas de las rocas*

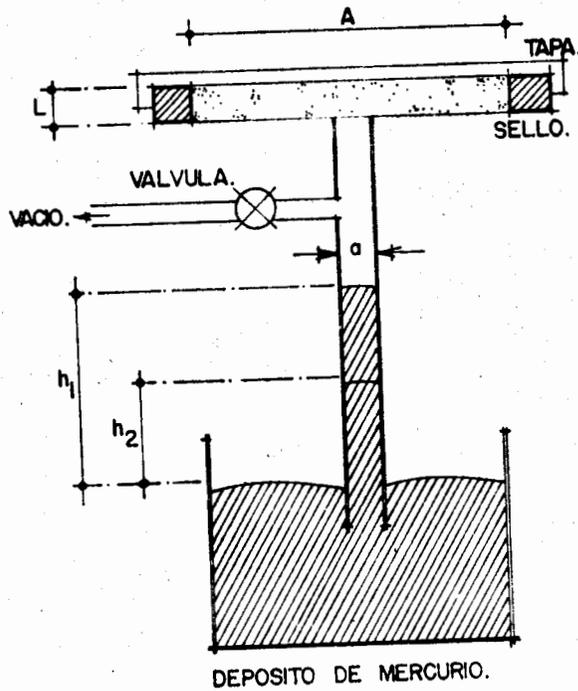
K (cm/s) para rocas con agua
a 20°C como fluido

	Laboratorio	Campo
Arenisca	3×10^{-3} a 8×10^{-8}	1×10^{-3} a 3×10^{-8}
Arenisca de navajo	1×10^{-3}	
Arenisca de Berea	1×10^{-5}	
Grauvaca	3.2×10^{-8}	
Lutita	10^{-9} a 5×10^{-13}	10^{-8} a 10^{-11}
Lutita de Pierre	5×10^{-12}	2×10^{-9} a 5×10^{-11}
Caliza, Dolomita	10^{-5} a 10^{-13}	10^{-3} a 10^{-7}
Caliza salem	2×10^{-6}	
Basalto	10^{-12}	10^{-2} a 10^{-7}
Granito	10^{-7} a 10^{-11}	10^{-4} a 10^{-9}
Esquisto	10^{-8}	2×10^{-7}
Esquisto fisurado	1×10^{-4} a 3×10^{-4}	

* Datos de Brace (1978), Davis y De Wiest (1966), y Serafim (1968).

Permeabilidad al aire. (Ref. 10)

La prueba para medir la permeabilidad al aire se realiza con un dispositivo como el que se muestra en la figura.



Procedimiento:

- 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 portamuestra, 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 parámetro de carga variable.

FAC. DE INGENIERIA
DOCUMENTACION

$$dv = k A \frac{h}{L} dt \times 13.6$$

donde

dv - volúmen de aire que pasa a través de la muestra en -
un tiempo dado

también se puede calcular

$$dv = a \cdot dh \quad ; \quad a = \text{área transversal del tubo}$$

entonces

$$13.6 \times k_a \times A \times \frac{h}{L} dt = a \cdot dh$$

$$\frac{dh}{h} = k_a \cdot \frac{A}{a \cdot L} dt \times 13.6$$

integrando entre los límites h_1 (inicial) y h_2 (final)

$$k_a = \frac{a}{A} \cdot \frac{L}{t} \cdot \log_N \left(\frac{h_1}{h_2} \right) \cdot \frac{1}{13.6}$$

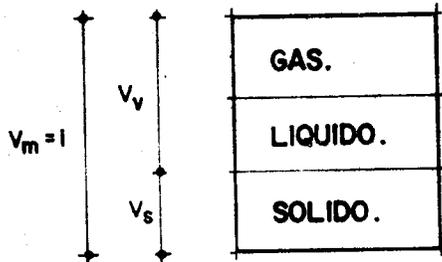
A - área de la sección transversal de la muestra.

13.6 - densidad del mercurio.

La experiencia indica que si el valor de k_a (permeabilidad del aire) es menor de 10^{-7} cm/seg., la fisuración es insuficiente y el material no es alterable, al ser nulo el gasto de filtración del agente agresivo (agua) en ella.

A continuación se presenta la obtención de expresiones volumétricas y gravimétricas utilizadas frecuentemente.

- 1.- Encontrar una expresión que dé el valor de la relación de vacíos de una roca cuya porosidad es conocida.



$$n = \frac{V_v}{V_m} \quad \text{si hacemos } V_m = 1$$

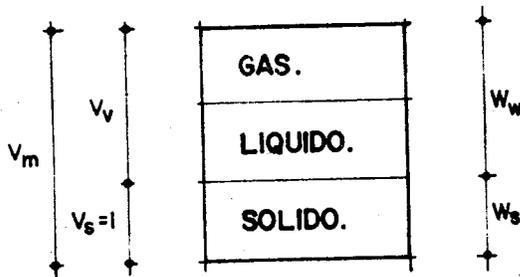
$$n = \frac{V_v}{1} \Rightarrow n = V_v$$

$$e = \frac{V_v}{V_s} \quad \text{de la figura}$$

$$V_s = V_m - V_v = 1 - V_v = 1 - n$$

$$\therefore e = \frac{n}{1-n}$$

- 2.- Encontrar una expresión que de el valor del peso volumétrico seco de una roca en función de la relación de vacíos y la densidad de sólidos.



$$e = \frac{V_v}{V_s}; \quad S_s = \frac{\gamma_s}{\gamma_o} = \frac{W_s}{V_s \gamma_o} \Rightarrow W_s = S_s V_s$$

$$\text{si hacemos } V_s = 1$$

$$e = V_v$$

$$V_m = 1 + e$$

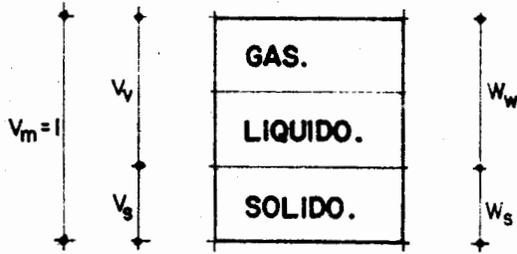
$$\gamma_d = \frac{W_s}{V_m} = \frac{S_s V_s \gamma_o}{1 + e}$$

$$\text{pero } V_s = 1$$

$$\therefore \gamma_d = \frac{S_s \gamma_o}{1 + e}$$

- 3.- De una roca se conoce la porosidad y la densidad de sólidos, en función de ellas, obtenga una expresión que nos de el peso volumétrico seco.

$$\gamma_d = \frac{W_s}{V_m}; \quad n = \frac{V_v}{V_m}; \quad S_s = \frac{W_s}{V_s \gamma_o}$$



si hacemos $V_m = 1$

$$n = V_v$$

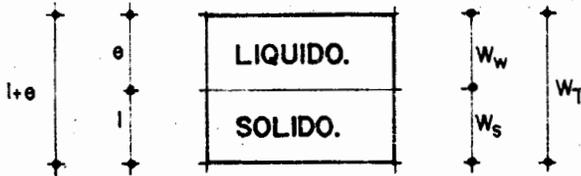
$$V_s = 1 - n$$

$$W_s = S_s \gamma_o (1-n)$$

$$\gamma_d = \frac{S_s \gamma_o (1-n)}{1}$$

$$\gamma_d = S_s (1-n) \gamma_o$$

- 4.- Si se conoce la relación de vacíos y la densidad de sólidos de una roca totalmente saturada, ¿cuál es la expresión, en función de ellas, que da el valor del peso volumétrico?



$$\gamma_{sat} = \frac{W_m}{V_m}; e = \frac{V_v}{V_s}; S_s = \frac{W_s}{V_s \gamma_o}$$

$$W_m = W_w + W_s \quad W_s = S_s V_s \gamma_o$$

si hacemos $V_s = 1$

$$V_v = e$$

$$V_m = 1 + e$$

de la figura

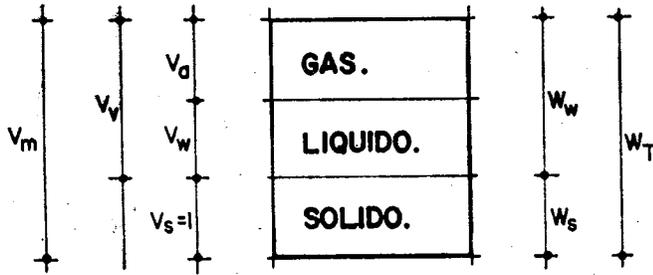
$$\gamma_w = \frac{W_w}{e} \Rightarrow W_w = e \gamma_w \quad \text{pero } \gamma_w = \gamma_o$$

$$\therefore W_w = e \gamma_o$$

$$W_s = S_s \gamma_o$$

$$\Rightarrow \gamma_{sat} = \frac{(e + S_s) \gamma_o}{1 + e}$$

- 5.- Si se conoce la relación de vacíos, la densidad de sólidos y grado de saturación de una roca, encuentre una expresión que de el peso volumétrico en función de dichos valores.



$$G_\omega = \frac{W_\omega}{V_v}, e = \frac{V_v}{V_s}, S_s = \frac{W_s}{V_s \gamma_o}$$

$$\gamma = \frac{W_\omega + W_s}{V_m}$$

si hacemos \$V_s = 1\$

de la fig. \$e = V_v\$

$$V_m = 1 + e$$

$$\gamma_\omega = \frac{W_\omega}{V_\omega} \Rightarrow W_\omega = \gamma_\omega V_\omega$$

$$V_\omega = G_\omega V_v \quad \text{pero } V_v = e \Rightarrow V_\omega = G_\omega e$$

$$W_s = S_s \gamma_o$$

$$\gamma = \frac{S_s \gamma_o + G_\omega e \gamma_\omega}{1 + e}$$

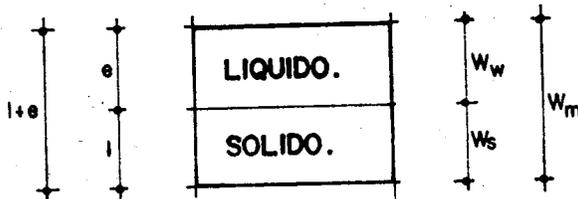
$$\text{pero } \gamma_o = \gamma_\omega$$

$$\gamma = \frac{S_s \gamma_o + G_\omega e \gamma_o}{1 + e}$$

$$\gamma = \frac{S_s + G_\omega e}{1 + e} \gamma_o$$

- 6.- Si se conoce la relación de vacíos y la densidad de sólidos de una muestra de roca totalmente saturada, encontrar una expresión en función de dichas variables de el contenido de agua.

$$\omega\% = \frac{W_\omega}{W_s} \times 100; S_s = \frac{W_s}{V_s \gamma_o}$$



$$e = \frac{V_v}{V_s}$$

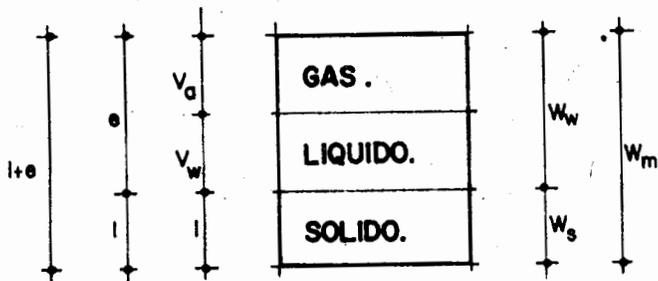
$$\text{si } V_s = 1 \quad V_v = e$$

$$W\omega = \gamma\omega e \quad \text{pero } \gamma\omega = \gamma_0 \Rightarrow W\omega = \gamma_0 e$$

$$W_s = S_s \gamma_0$$

$$\omega\% = \frac{\gamma_0 e}{S_s \gamma_0} \times 100 \Rightarrow \omega\% = \frac{e}{S_s} \times 100$$

- 7.- Si la muestra del problema anterior estuviera parcialmente saturada, con los mismos datos encontrar la expresi3n que da el valor del contenido de agua.



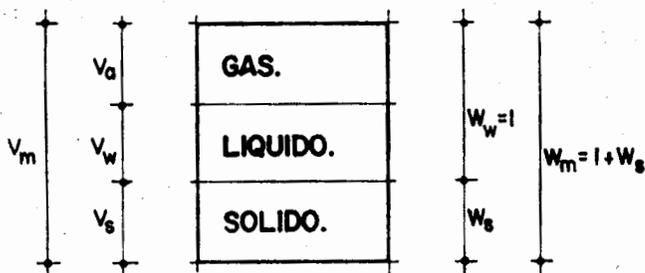
$$G\omega = \frac{V\omega}{Vv}; \text{ si } Vv = e \Rightarrow V\omega = eG\omega$$

$$W\omega = \gamma\omega eG\omega = \gamma_0 eG\omega$$

$$W_s = S_s \gamma_0$$

$$\omega\% = \frac{\gamma_0 eG\omega}{S_s \gamma_0} \times 100 \Rightarrow \omega\% = \frac{eG\omega}{S_s} \times 100$$

- 8.- Si se conoce el contenido de agua y el peso volum3trico de una roca, ¿Cu3l es la expresi3n que da el peso volum3trico seco?



$$\gamma_d = \frac{W_s}{V_m}; \quad \omega = \frac{W\omega}{W_s}, \quad \gamma_m = \frac{W_m}{V_m}$$

$$V_m = \frac{W_m}{\gamma_m}$$

$$W_s = \frac{W\omega}{\omega}$$

$$\text{si hacemos } W\omega = 1 \Rightarrow W_s = \frac{1}{\omega}$$

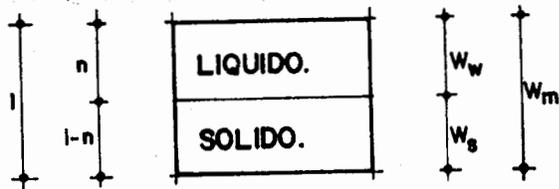
$$V_m = \frac{W_m}{\gamma_m} = \frac{W_s + W\omega}{\gamma_m} = \frac{\frac{1}{\omega} + 1}{\gamma_m}$$

$$V_m = \frac{\frac{1 + \omega}{\omega}}{\gamma_m} = \frac{1 + \omega}{\omega \gamma_m}$$

$$\gamma_d = \frac{\frac{1}{\omega}}{\frac{1 + \omega}{\omega \gamma_m}} = \frac{\omega \gamma_m}{\omega (1 + \omega)}$$

$$\gamma_d = \frac{\gamma_m}{1 + \omega}$$

- 9.- Si se conoce la porosidad y la densidad de sólidos de una roca totalmente saturada. Encontrar las expresiones que den los valores del peso volumétrico saturado y del peso volumétrico sumergido.



$$\gamma_{sat} = \frac{W_s + W_w}{V_m} ; S_s = \frac{W_s}{V_s \gamma_0}$$

$$\gamma' = \gamma - \gamma_0$$

$$W_w = \gamma_w n = \gamma_0 n$$

$$W_s = S_s V_s \gamma_0$$

$$W_s = S_s (1-n) \gamma_0$$

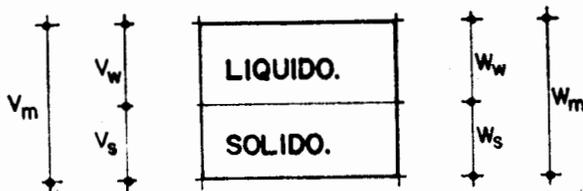
$$\gamma_{sat} = \frac{S_s (1-n) \gamma_0 + \gamma_0 n}{1}$$

$$\gamma_{sat} = \gamma_0 (S_s (1-n) + n)$$

$$\gamma' = \gamma_0 (S_s (1-n) + n) - \gamma_0$$

$$\gamma' = \gamma_0 (S_s (1-n) + n - 1)$$

- 10.- Encuentre una expresión que nos dé contenido de agua y otra para densidad de sólidos en función del peso del agua, peso total de la muestra, volumen total, peso de los sólidos, grado de saturación = 100%.



Por definición

$$S_s = \frac{W_s}{V_s \gamma_0}$$

$$\omega\% = \frac{W_w}{W_s} \times 100$$

$$V_m = V_w + V_s$$

$$\gamma_m = \frac{W_m}{V_m}$$

$$\gamma\omega = \frac{W\omega}{V\omega} \Rightarrow V\omega = \frac{W\omega}{\gamma\omega} = \frac{W\omega}{\gamma_0'}$$

$$V_s = V_m - V\omega$$

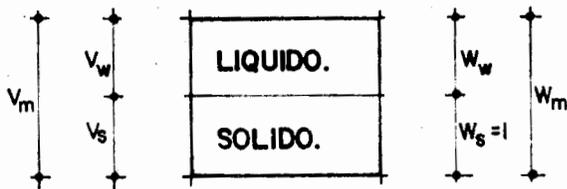
$$V_s = V_m - \frac{W\omega}{\gamma_0} = \frac{V_m \gamma_0 - W\omega}{\gamma_0}$$

$$S_s = \frac{W_s}{\left(\frac{V_m \gamma_0 - W\omega}{\gamma_0}\right) \gamma_0}$$

$$S_s = \frac{W_s}{V_m \gamma_0 - W\omega}$$

- 11.- Encontrar las expresiones para calcular peso volumétrico y peso volumétrico sumergido en función de: contenido de agua, densidad de sólidos y grado de saturación=100% (roca saturada).

$$\gamma_{sat} = \frac{W_s + W\omega}{V_m}; \gamma' = \gamma - \gamma_0$$



$$\omega = \frac{W\omega}{W_s}; S_s = \frac{W_s}{V_s \gamma_0}$$

si hacemos $W_s = 1$

$$\omega = W\omega$$

$$W_m = 1 + \omega$$

$$S_s = \frac{1}{V_s \gamma_0} \Rightarrow V_s = \frac{1}{S_s \gamma_0}$$

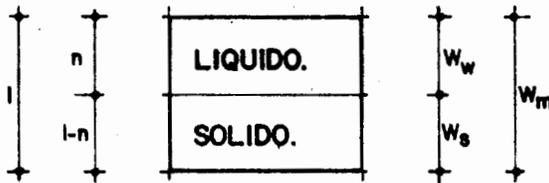
$$V\omega = \frac{\omega}{\gamma_0}$$

$$V_m = \frac{1}{S_s \gamma_0} + \frac{\omega}{\gamma_0} = \frac{1}{\gamma_0} \left(\frac{1 + \omega S_s}{S_s} \right)$$

$$\gamma_{sat} = \frac{1 + \omega}{\frac{1}{\gamma_0} \left(\frac{1 + \omega S_s}{S_s} \right)} \Rightarrow \gamma_{sat} = \frac{S_s \gamma_0 (1 + \omega)}{1 + \omega S_s}$$

$$\gamma' = \gamma_0 \left(\frac{S_s (1 + \omega)}{1 + \omega S_s} - 1 \right)$$

- 12.- Encontrar las expresiones que nos den el valor de densidad de sólidos en función de la porosidad, el contenido de agua y grado de saturación = 100%.



$$S_s = \frac{W_s}{V_s \gamma_0} \quad G\omega = 100\%$$

$$n = \frac{V_v}{V_m} \Rightarrow V_v = n$$

$$\omega = \frac{W_\omega}{W_s} \Rightarrow W_s = \frac{W_\omega}{\omega}$$

$$W_\omega = \gamma_\omega n \Rightarrow \gamma_0 n$$

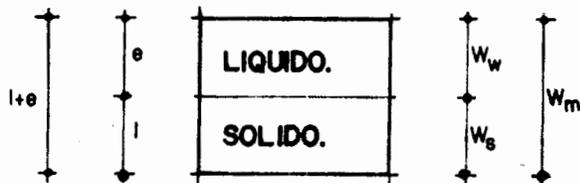
$$W_s = \frac{\gamma_0 n}{\omega}$$

$$V_s = 1 - n$$

$$S_s = \frac{\gamma_0 n}{\omega (1 - n) \gamma_0}$$

$$S_s = \frac{n}{(1 - n) \omega}$$

- 13.- Encontrar las expresiones que nos dan el valor de peso volumétrico y peso volumétrico sumergido en función de la relación de vacíos, densidad de sólidos y Grado de saturación = 100%



$$\gamma_{sat} = \frac{W_s + W_\omega}{V_m}; \quad \gamma' = \gamma_{sat} - \gamma_0$$

de la figura

$$V_m = 1 + e$$

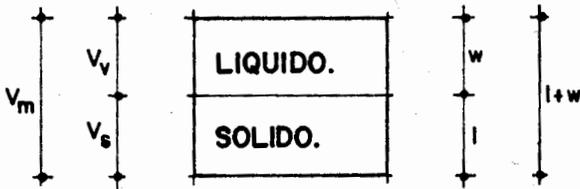
$$W_w = e\gamma\omega = e\gamma_0$$

$$S_s = \frac{W_s}{V_s\gamma_0} \Rightarrow W_s = S_s\gamma_0 \quad (V_s = 1)$$

$$\gamma_{sat} = \frac{S_s\gamma_0 + e\gamma_0}{1 + e} \Rightarrow \gamma_{sat} = \gamma_0 \frac{(S_s + e)}{1 + e}$$

$$\gamma' = \gamma_0 \left(\frac{S_s + e}{1 + e} - 1 \right)$$

14. Encontrar una expresión que nos dé los valores de peso volumétrico seco, relación de vacíos y grado de saturación en función del peso volumétrico, contenido de agua: Grado de saturación



$$\gamma_d = \frac{W_s}{V_m}; \quad e = \frac{V_v}{V_s}; \quad G\omega = \frac{V\omega}{V_v}$$

$$\gamma_m = \frac{W_m}{V_m} = \frac{1+\omega}{V_m}; \quad \omega = \frac{W\omega}{W_s} = \frac{W\omega}{1}$$

$$\gamma_d = \frac{1}{\frac{H\omega}{\gamma_m}} \Rightarrow \gamma_d = \frac{\gamma_m}{1+\omega}$$

$$e = \frac{V_v}{V_s}; \quad V_v = \frac{\omega}{\gamma\omega} = \frac{\omega}{\gamma_0}$$

$$V_s = V_m - V_v$$

$$V_m = \frac{1+\omega}{\gamma_m}$$

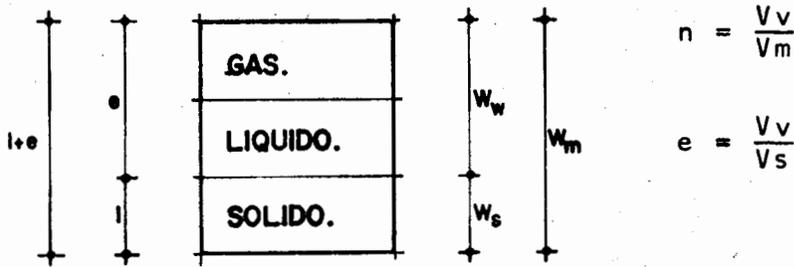
$$V_s = \frac{1+\omega}{\gamma_m} - \frac{\omega}{\gamma_0} = \frac{\gamma_0(1+\omega) - \omega\gamma_m}{\gamma_m\gamma_0}$$

$$e = \frac{\frac{\omega}{\gamma_0}}{\frac{\gamma_0(1+\omega) - \omega\gamma_m}{\gamma_m\gamma_0}} = \frac{\omega\gamma_m\gamma_0}{\gamma_0(1+\omega)\gamma_0 - \omega\gamma_m} = \frac{\omega\gamma_m}{\gamma_0(1+\omega) - \omega\gamma_m}$$

$$e = \frac{\omega \gamma_m}{\gamma_0 (1 + \omega) - \omega \gamma_m}$$

$G\omega = \text{dato}$

15.- Encontrar una expresión que nos de la porosidad en función de la relación de vacíos



Si hacemos $V_s = 1 \Rightarrow V_v = e$

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

PROPIEDADES MECANICAS DE LAS ROCAS

Siempre que se realiza una obra de Ingeniería Civil en roca se presentan dos preguntas que es necesario contestar:

- 1) ¿Alcanzarán los esfuerzos actuantes en la roca los niveles de esfuerzo tolerables con la consiguiente falla local o falla total de la misma?
- 2) ¿Producirán las cargas aplicadas a la roca deformaciones -- que dañen o destruyan a la estructura?

Para resolver la primer incógnita supongamos que es posible determinar el estado de esfuerzos iniciales en la masa de roca y que podemos predecir el cambio inducido por la construcción y operación de la obra. Cómo determinar entonces si la roca se fracturará, fluirá, cederá, se flexionará, etc. Es necesario plantear los criterios de falla e impedir que las combinaciones de los esfuerzos actuantes sean inadmisibles. Antes de entrar en este punto, revisaremos algunos puntos importantes.

La relación entre las causas (fuerzas) y los efectos (deformaciones, desplazamientos, etc.), de cualquier material está regida fundamentalmente por sus propiedades mecánicas. Particularmente, las propiedades mecánicas de las rocas están regidas por (ref. 7):

1. De los minerales que forman la roca
2. De la estratigrafía de la roca in situ
3. De los defectos de la roca (discontinuidades)
4. De la metodología del muestreo

Las propiedades mecánicas de las rocas son:

1. Dureza
2. Durabilidad
3. Permeabilidad al agua
4. Elasticidad
5. Plasticidad
6. Deformabilidad
7. Resistencia

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 actualmente. A veces, la dureza 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.

Tabla de durezas de Mohs

1. Talco
2. Yeso
3. Calcita
4. Fluorita
5. Apatita
6. Ortoclasa (feldespato)
7. Cuarzo
8. Topacio
9. Corindón
10. Diamante

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 de la roca (geológica), de la cantidad de roca expuesta a la acción del intemperismo.

Según el National Bureau of Standards (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, grano grueso	40 años
mármol, grano fino	50 a 200 años
Gneiss	50 años a muchos siglos
granito	75 a 200 años

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

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 muy 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.

Las constantes básicas de la elasticidad son: módulo de elasticidad o módulo de young, (E) y la relación de Poisson, (ν).

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 fractura. Se acepta que un material falló cuando sus deformaciones son muy grandes aunque 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 haciendo investigaciones sobre plasticidad. Los estudios sobre plasticidad en rocas y en suelos, han planteado lo que conocemos como superficies de deslizamiento. Estas superficies de deslizamiento son curvas y están representadas por una espiral logarítmica equilátera:

$$r = r_i \cdot e^{+\omega \cdot \tan \phi}$$

donde:

r = radio vector, en general

r_i = radio vector inicial

e = base de logaritmos naturales

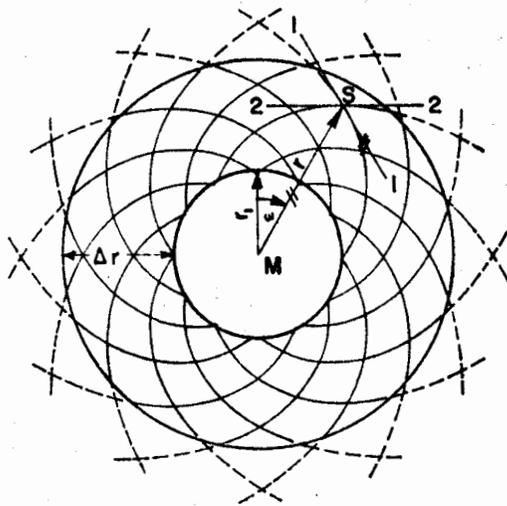
ω = amplitud (ángulo entre $r_i =$ constante y la variable r)

ϕ = ángulo de fricción interna de la roca o suelo

$\text{Tan}\phi$ = coeficiente de fricción

r y ω son coordenadas polares.

La ecuación anterior representa a dos familias de curvas ortogonales entre sí (espirales logarítmicas equiláteras). Véase - la figura siguiente:



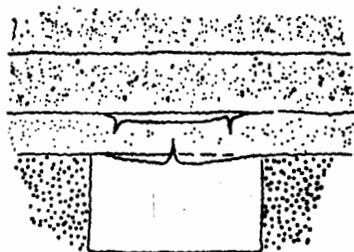
Sistemas de espirales logarítmicas equiláteras

Δr = espesor de la zona plastificada

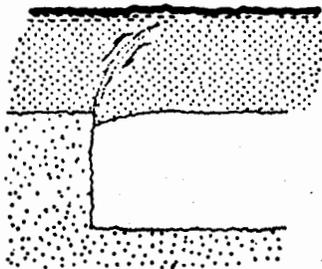
Modos de falla en las rocas.

La gran variedad de configuraciones de carga que se presenta en la práctica no permiten establecer un único modo de falla de las rocas. En cada caso puede predominar uno u otro modo: flexión, cortante, tensión, compresión, etc.

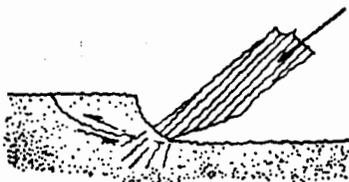
Modos de Falla en Roca



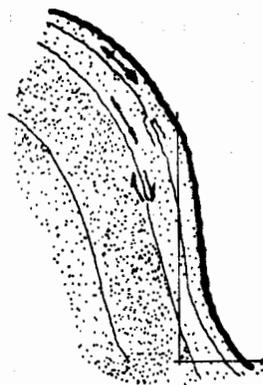
(a)



(b)



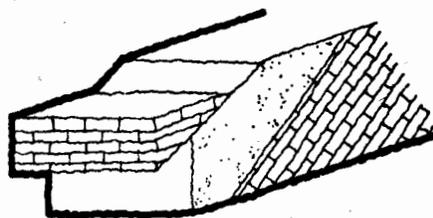
(c)



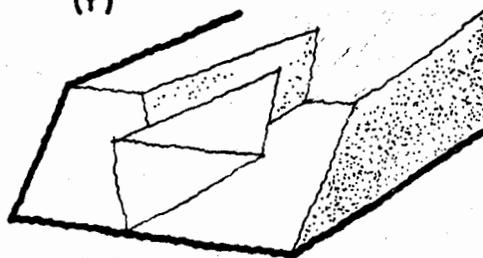
(d)



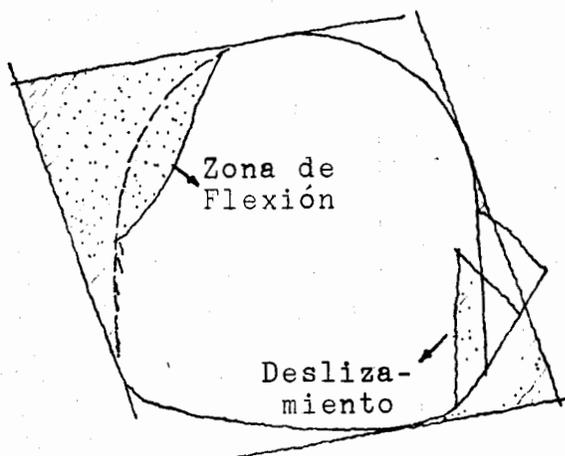
(e)



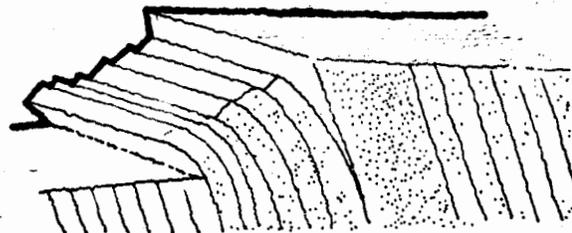
(f)



(g)



(h)



(i)

Flexión. Se refiere a la falla por momento flexionante con el desarrollo y propagación de grietas de tensión. Esto tiende a ocurrir en el techo de un túnel construido en roca con estratificación horizontal o cercana a la horizontal siguiente figura (a,i). 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 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 vertical (volteo) (h).

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), en un talud (f y g).

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.

Aplastamiento o compresión. El fenómeno de aplastamiento es sumamente complejo ya que durante el fenómeno aparecen grietas de tensión, actúa la flexión y también el cortante. Un caso común lo encontramos en los pilares de una mina (fig. c).

Criterios de falla en Rocas.

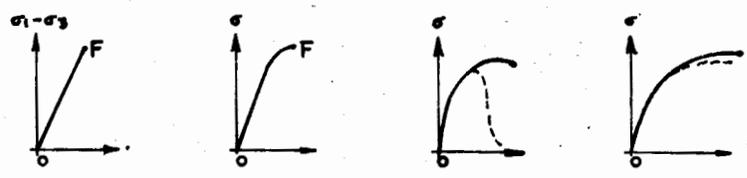
Para Goodman (ref. 2) al igual que para Jumikis (ref. 7), el término "falla" significa la pérdida total de cohesión, a lo largo de la superficie de falla; significa la destrucción de la roca.

Estos autores concuerdan, al igual que muchos otros, que 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).

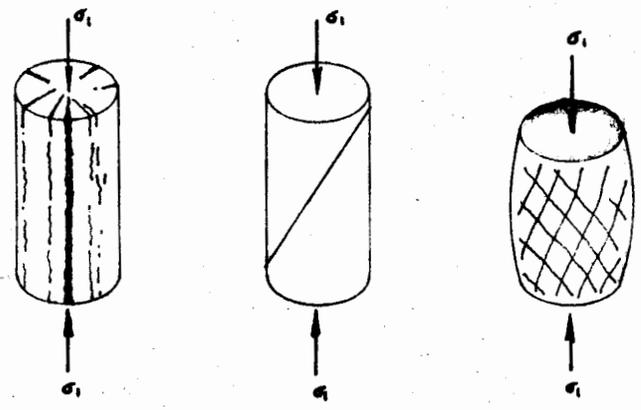
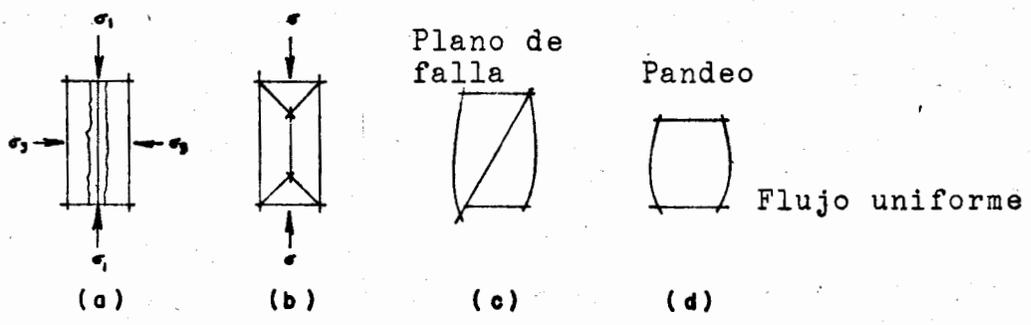
Para los materiales policristalinos, como lo son las rocas, no se ha desarrollado un criterio único de falla. La resistencia de las rocas depende o es afectada por el estado de esfuerzos, por la temperatura y por el tiempo. La mayoría de los criterios de falla se han derivado de pruebas realizadas en el laboratorio.

A continuación se presentan los criterios de falla más utilizados en mecánica de rocas. Analicemos antes las diferentes formas de curva esfuerzo-deformación obtenidas en pruebas realizadas en el laboratorio con especímenes de roca.

En general, a mayor esfuerzo confinante aplicado durante la prueba, mayor es la plasticidad del material y la forma de las superficies de falla varía desde planos verticales cuando el esfuerzo confinante es nulo o muy bajo, a forma de barril, cuando el esfuerzo confinante es muy alto. Karman efectuó pruebas con mármol y areniscas demostrando que el mismo material puede tener falla frágil o plástica dependiendo de la magnitud del confinamiento. La ductilidad del material aumenta al aumentar el confinamiento. Este mismo efecto lo produce el incremento de temperatura.



curvas esfuerzo deformación



- (a) compresión triaxial
falla por tensión
- (b) compresión simple.
falla por tensión y
cortante.
- (c) falla por cortante.
- (d) falla plástica

EXTREMOS LISOS.

EXTREMOS RUGOSOS.

DEFORMACION PLASTICA POR PANDEO.

Los criterios más utilizados:

1. Máximo esfuerzo de tensión
2. Criterio de Tresca, máximo esfuerzo cortante
3. Coulomb
4. Mhor
5. Griffith
6. Von Mises

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 σ_t ult.

$$\sigma_3 = - \sigma_t \text{ ult}$$

2. Máximo esfuerzo cortante.

El criterio de máximo esfuerzo cortante propuesto por Tresca es válido para materiales dúctiles e isotrópicos. El criterio se establece como función de los esfuerzos principales σ_1 y σ_3

De acuerdo con este criterio, el material falla cuando el esfuerzo cortante máximo τ_{\max} es igual a la resistencia al esfuerzo cortante, S , del material.

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

Como se verá, el criterio de Tresca es un caso particular del criterio de Coulomb.

3. Criterio de Coulomb.

Empíricamente, la resistencia al corte, s , de un material cohesivo, suelo o roca, varía con el esfuerzo normal σ_n actuante en la superficie de falla de acuerdo con la clásica ley de Coulomb

$$S = \tau = \sigma_n \tan \phi + C$$

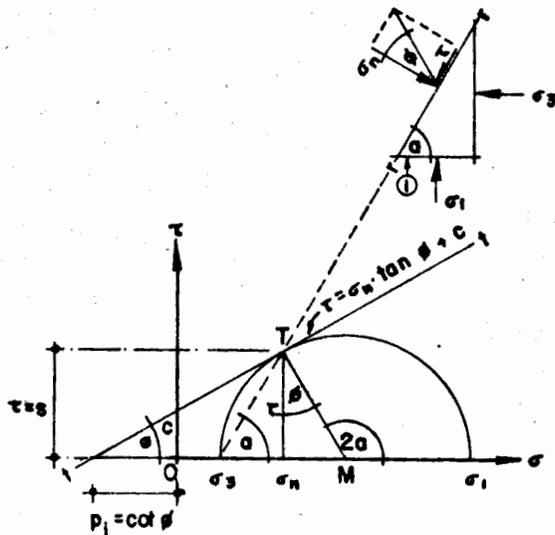
donde:

τ = esfuerzo cortante

ϕ = ángulo de fricción

c = cohesión

Geoméricamente, la ecuación anterior está representada -- por una recta, $t - t$ conocida como línea de resistencia al corte de Coulomb.



$r - r$ plano de falla

$t - t$ línea de resistencia de coulomb

$\sigma_1 - \sigma_3$ diámetro del círculo de Mohr

$\tau = S$ resistencia al corte

I

1 Caso general Mohr-Coulomb

De la geometría de la figura, el esfuerzo normal en el plano de ruptura $r - r$ vale

$$\sigma_n = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} + \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \cos 2\alpha$$

donde σ_1 y σ_3 son los esfuerzos principales mayor y menor respectivamente y α el ángulo de ruptura.

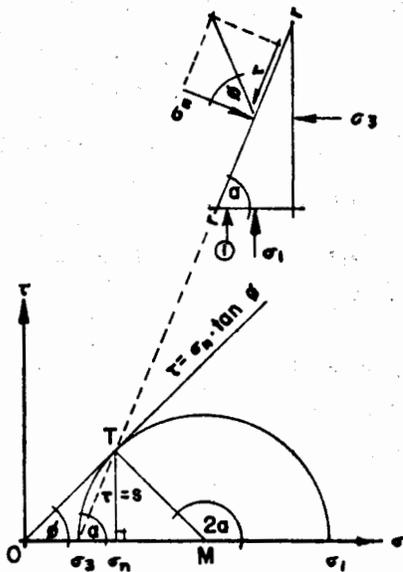
El esfuerzo cortante τ en el plano de ruptura vale

$$\tau = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \sin 2\alpha$$

cuando $c = 0$, la resistencia al esfuerzo cortante en la falla vale

$$S = \tau = \sigma_n \tan \phi$$

y la línea recta pasa por el origen del sistema coordinado $\sigma - \tau$



El Mohr-Coulomb
C = 0

Cuando $\phi = 0$, la ecuación general de Coulomb se transforma -- en:

$$S = \tau = C = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} = \text{constante}$$

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

$$S = \tau = C = \frac{\sigma_1}{2}$$

La resistencia al corte de un material puramente cohesivo es igual a la mitad de su resistencia a la compresión simple, τ_1

El criterio de resistencia al corte de Coulomb puede escribirse, según la fig. de Mohr-Coulomb (I) para el caso general, - como:

$$\text{sen } \phi = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_1 + \sigma_3 + 2 p_i}$$

donde $p_i = C \cdot \text{Cot } \phi$ es el esfuerzo inicial en la probeta

cuando $C = 0$, $p_i = 0$ y

$$\text{sen } \phi = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_1 + \sigma_3}$$

Observando la fig. I puede verse que si la presión confinante σ_3 crece, el esfuerzo normal σ_n también crece en el plano incipiente de cortante (ruptura). Así pues, el esfuerzo cortante τ (S) necesario para la falla también crece. De la fig. I ó II.

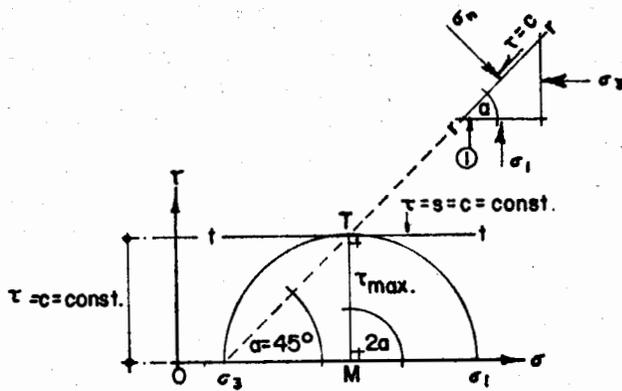
$$2 \alpha = 90^\circ + \phi$$

$$\alpha = 45^\circ + \frac{\phi}{2}$$

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. III muestra que 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 α varía de una roca a otra.

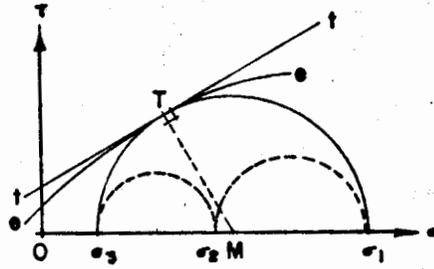


III puramente cohesivo
 $\phi = 0$

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.

4. 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. IV.



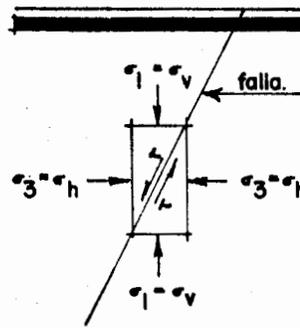
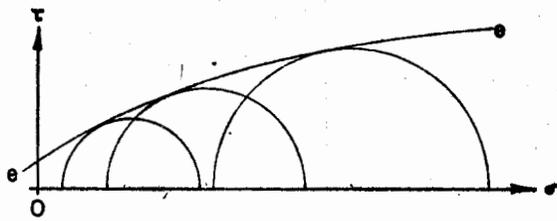
IV envolventes de Mohr $t - t$ (recta)
($e - e$) curva.

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 σ_2 (sea cual sea), no afecta la falla. Solo intervienen los esfuerzos principales mayor, σ_1 y menor, σ_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.V.

El criterio de falla de Mohr no solo especifica el estado de esfuerzos en la falla sino también da la dirección del plano de 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 fig. VI.



Módulo de Elasticidad de las Rocas.

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 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; así como de su génesis.

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

Tanto el módulo de elasticidad E como la relación de Poisson ν , se determinan:

- 1) Pruebas estáticas
- 2) Pruebas dinámicas, en las que se mide la velocidad de transmisión de ondas de cortante, S , en base a ella es posible calcular ν .

En la tabla (III-58) se presentan valores del módulo de elasticidad y de la relación de Poisson.

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

Relación de Poisson

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

$$\nu = \frac{\epsilon_x}{\epsilon_z} = \frac{1}{m}$$

donde m se conoce como número de Poisson.

Una relación $\nu = 0.5$ significa que el material es incompresible, se deforma sin cambio de volumen.

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

El valor de ν crece cerca de la falla a 0.30 aproximadamente y bajo condiciones de deformación constante $\nu = 0.5$

hablar de las "constantes de la elasticidad", E y ν , no es del todo correcto ya que varían como se dijo antes.

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.

Constantes de elasticidad E y μ de algunas rocas. Tabla III-58

Rocas	"E" Módulo Young de elasticidad		Relación de Poisson		Referencias
	Kg/cm ²	N/m ²	μ		
	Multiplicar por 10 ⁵	Multiplicar por 10 ¹⁰	Valores medios		
1	2	3	4	5	
Rocas Igneas					
Basalto	2.0 - 10.0	1.96 - 9.81, 4.85 - 11.15	0.14 - 0.25 0.22 - 0.25		32,54,55,86 18
Diabasa	3.0 - 9.0	2.94 - 8.83 -	0.125 - 0.25 0.333		34,54 55
		2.20 - 11.40 8.00 - 10.75	0.103 - 0.184 -		55 18
Gabro	6.0 - 11.0	5.88 - 10.78 5.84 - 8.71	0.125 - 0.25 0.154 - 0.48		32,54,55 18
Granito	2.6 - 7.0	2.55 - 6.86 -	0.125 - 0.25 0.155 - 0.338		32,54 18
		-	0.150 - 0.240		22,55
Sienita	6.0 - 8.0	2.13 - 7.05 5.88 - 7.85 6.29 - 8.63	- 0.25 0.17 - 0.319		18 32 18
			0.15 - 0.34		55
Rocas sedimentarias					
Dolomita	2.0 - 8.4	1.96 - 8.24 7.10 - 9.30 -	0.08 - 0.20 0.08 - 0.20 0.32 - 0.37		32,54 54,86 18
Caliza	1.0 - 8.0	0.98 - 7.85 -	0.10 - 0.20 0.16 - 0.23		54,86 55
		-	0.33		54
Arenisca	0.5 - 8.6	0.80 - 2.10 0.49 - 8.43 -	0.14 - 0.30 0.066 - 0.125 0.230 - 0.300		18 22 86
		-	0.17		54,55
		-	0.07		22
		-	0.62		49
Lutita	0.8 - 3.0	0.78 - 2.94 0.98 - 2.35 1.20 - 4.40 -	0.11 - 0.54 0.10 0.23 - 0.30 0.04 - 0.12		32,55 49 86 18
Arenisca	4.5 - 5.2	4.41 - 5.10	0.21 - 0.24		54
Rocas Metamórficas					
Genis	2.0 - 6.0 2.5 - 6.0	1.96 - 5.88 2.45 - 5.88 1.42 - 7.00 -	0.091 - 0.25 0.11 0.03 - 0.15 0.09 - 0.20		32,54 22,86 49 86
	6.0 - 9.0	5.88 - 8.83 - 8.50 4.93 - 8.70 2.8 - 10.00	0.25 - 0.38 0.25 0.16 - 0.27 0.11 - 0.20		22,55 18 54
Cuarcita	2.6 - 10.2	2.55 - 8.70 2.80 - 8.70 9.75	0.23 0.11 - 0.20 0.15		22 54 18
Esquisto	4.1 - 7.2	4.0 - 7.05 -	0.01 - 0.20 0.08 - 0.20		18 22,55

En la mecánica de rocas aplicada el término resistencia es relativo. Es necesario especificar perfectamente el tamaño del espécimen; 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.

La resistencia de una roca está gobernada entre otras cosas - por la composición mineralógica, dureza de los minerales y durabilidad en sí de la roca. Las propiedades mecánicas también se ven afectadas por otros factores:

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 lajeadas)
6. Defectos de la roca como: juntas, fracturas, fisuras, vacíos, poros de todo tipo.
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.
13. Evolución de la prueba: velocidad de carga o velocidad de deformación.
14. Tiempo.

Debe también distinguirse entre resistencia estática y resistencia dinámica.

Las pruebas estáticas más comunes de laboratorio y/o "in situ" son las siguientes:

1. Resistencia a la compresión
 - a) Simple o no confinada o uniaxial
 - b) Resistencia a la compresión triaxial (confinada)
2. Prueba de corte directo (involucra el coeficiente de
3. Resistencia a la tensión.
4. Resistencia a la flexión.
5. Resistencia al punzonado.
6. Resistencia a la torsión simple
7. Esfuerzos térmicos y deformaciones.
8. Propiedades plásticas.
9. Creep.

CLASIFICACION DE MASAS DE ROCA PARA PROPOSITOS INGENIERILES

Existen primordialmente tres sistemas de clasificación que -- son actualmente aceptados. Originalmente fueron desarrollados para túneles en roca.

- 1o. de Barton, Lien y Lunde (1974)
- 2o. Bieniawski (1974)
- 3o. Wickham, Tiedemann y Shinner (1974)

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 de 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:

$$q_u = 25I_s$$

$$I_s = \frac{P}{D^2} \quad (\text{explicada anteriormente})$$

La evaluación de una masa de roca (calificación) tomando como base la resistencia a la compresión simple puede verse en la tabla 6. 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 6 a 10.

Además de los cinco parámetros anteriores Bieniawski añade un sexto que permite considerar la influencia de la orientación de las juntas, tabla 11. Bieniawski recomienda que primero se obtenga la suma de las primera 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 puede ser favorable o desfavorable dependiendo de las condiciones hidráulicas y de las características de las juntas.

TABLA 6

Calificación de la masa de roca basado en la resistencia a la compresión		
carga puntual (MPa*)	resistencia la compresión 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
"	3 - 10	1
"	< 3	0

* 1MPa = 145 lb/in² = 10 kg/cm²

TABLA 7

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 8

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

FAC. DE INGENIERIA
DOCUMENTACION

TABLA 9

Calificación de la masa de roca basada en las características de las juntas	
DESCRIPCION	CALIFICACION
Superficie 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 1mm; 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 10

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 o 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 11

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 maciso rocoso:

Clasificación Geomecánica del maciso rocoso		
clase	descripción de la masa	RMR: Suma de las calificaciones tablas 6 a 11
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

TABLA 12

Uso de la clasificación Geomecánica Bieniawsky

No se requiere un análisis detallado para ver que, un túnel en roca mala y sin soporte fallará. El problema consiste en conocer cuanto tiempo pueden llevarse trabajos dentro del túnel sin soporte.

Conocer el tiempo en el que el túnel se mantiene estable sin soporte, permite al ingeniero y al constructor elegir el tipo de soporte adecuado, la rapidez con la que debe colocarlo y su espaciamento.

Basándose en la clasificación de Bieniawski tabla 12, Goodman presenta la fig. 5. En esta figura se puede determinar el tiempo que un túnel puede permanecer abierto sin soporte tomando en consideración la RMR y el espaciamento entre soportes. Así por ejemplo, en una roca con calificación 60=RMR, y soportes a 2m permanece estable poco más de un mes; si los soportes se encuentran a 12.5m permanece estable solo 14 días.

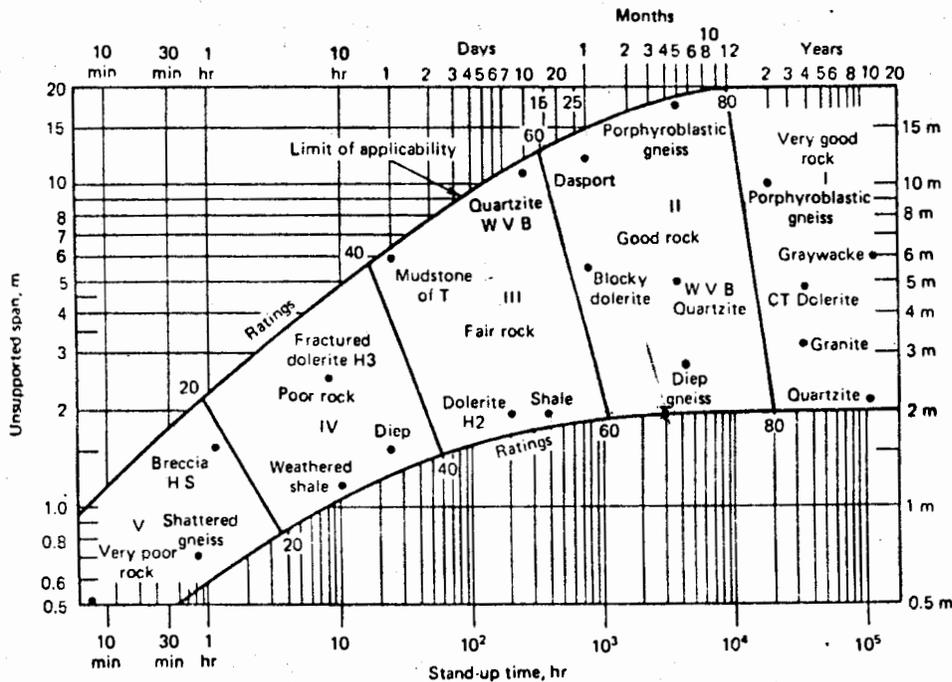


Fig. 5. Clasificación Geomecánica de masas de roca aplicada a la predicción de comportamiento de túneles en roca. El espaciamento es o bien la longitud entre soportes o el diámetro del túnel si es que éste es mayor. ref. 2.

"Manual de Diseño de Obras Civiles", Geotecnia: B.3.2

Obras Subterráneas

Comisión Federal de Electricidad. Ref. 11

METODO BARTON

En la ref. 4 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:

$$Q = \frac{RQD}{j_n} \cdot \frac{J_r}{J_a} \cdot \frac{J_w}{SRF} \quad (III.3)$$

El valor de participación de cada uno de los parámetros en la expresión anterior se presentan tabulados a continuación:

1. Descripción de calidad	(RQD)	Nota: Las referencias
A. Muy mala	0 a 25	tablas y figuras a las
B. Mala	25 a 50	que se hace mención en
C. Regular	50 a 75	esta parte, correspon-
D. Buena	75 a 90	den a la numeración de
E. Excelente	90 a 100	la ref. 11.

Nota. Cuando, $RQD < 10$, incluyendo el valor cero, se emplea valor 10 en el cálculo de Q mediante la ec. III.3.

2. Número de familias de discontinuidades	(J _n)
A. Masiva, ninguna o pocas discontinuidades	0.5 a 1.0
B. Una familia	2

	(Jn)
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 $3 \times Jn$ y en portales $2 \times Jn$

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
B. Asperas y onduladas	3
C. Tersas y onduladas	2
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 discon

tinuidades importantes es mayor de 3m.

4. Alteración y relleno de juntas

a) cuando existe contacto entre roca y roca en las juntas.

(Ja)

- | | |
|---|------|
| A. Juntas limpias o con relleno 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-arenosos 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

ANTES DE 10 CM DE COATE.

- | | |
|--|-----|
| 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 Ja depende del porcentaje de partículas de arcilla expansiva, de la factibilidad de entrar en contacto con el agua etc.		8.0 a 8.12
c)	Quando 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 o 8.0 a 12
	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 contínuas y de espesor considerable (véase la descripción de la arcilla de G, H, I respectivamente)		10.0, 13.0 ó 13.0 a 20.0
5.	Condición de flujo de agua	(Jw)	Presión hidrostática aproximada, en kg/cm ²
	A. Ambiente seco o flujo reducido por ejemplo, < 5 l/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 ro		

ca competente con juntas lim pias	0.5	2.5 a 10.0
D. Flujo o presión grandes, la- vado considerable del relle- no de las juntas	0.33	2.5 a 10.0
E. Flujo excepcionalmente gran- de o presión durante explo- siones que decae con el tiem po	0.2 a 0.1	> 10.0
F. Flujo excepcionalmente gran- de o presión constante sin - reducirse en forma percepti- ble	0.1 a 0.5	> 10.0

Nota 1. Los factores C a F están burdamente estimados. El -
valor de J_w deberá aumentarse si hay necesidad de -
instalaciones de drenaje.

Nota 2. Los problemas especiales que causa el hielo al for-
marse en el interior de las grietas no han sido con-
siderados.

6. Condición de esfuerzo

(SRF)

a) Existencia de zonas de debilidad que
intersecan la excavación y pueden -
ocasionar que se formen zonas de ma-
terial suelto al excavar el túnel

A. Numerosas zonas de debilidad con-
teniendo arcilla o roca desinte-
grada químicamente o roca muy
suelta a cualquier profundidad

10.0

B. Zonas de debilidad aisladas con-
teniendo arcilla o roca desinte-
grada químicamente a una profundi-
dad de 50 m o menor.

5.0

C. Igual a B a una profundidad de más de 50m				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 ó 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/σ_1	R_t/σ_1	(SRF)	
H. Esfuerzos recucidos 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 por ciento si las zonas de debilidad importantes influyen pero no intersecan la excavación.

Nota 2. σ_1 y σ_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 $5 < \sigma_1/\sigma_3 < 10$, se recomienda reducir R_c y R_t al 80 por ciento y cuando $\sigma_1/\sigma_3 > 10$, se deberán reducir R_c y R_t a un 60 por ciento.

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.

En la tabla III.10 se presentan los valores del factor ESR obtenidos del estudio de los casos reales. Los números entre paréntesis en la columna a la derecha es el número de casos estudiados que respalda la selección del valor ESR para cada tipo de obra.

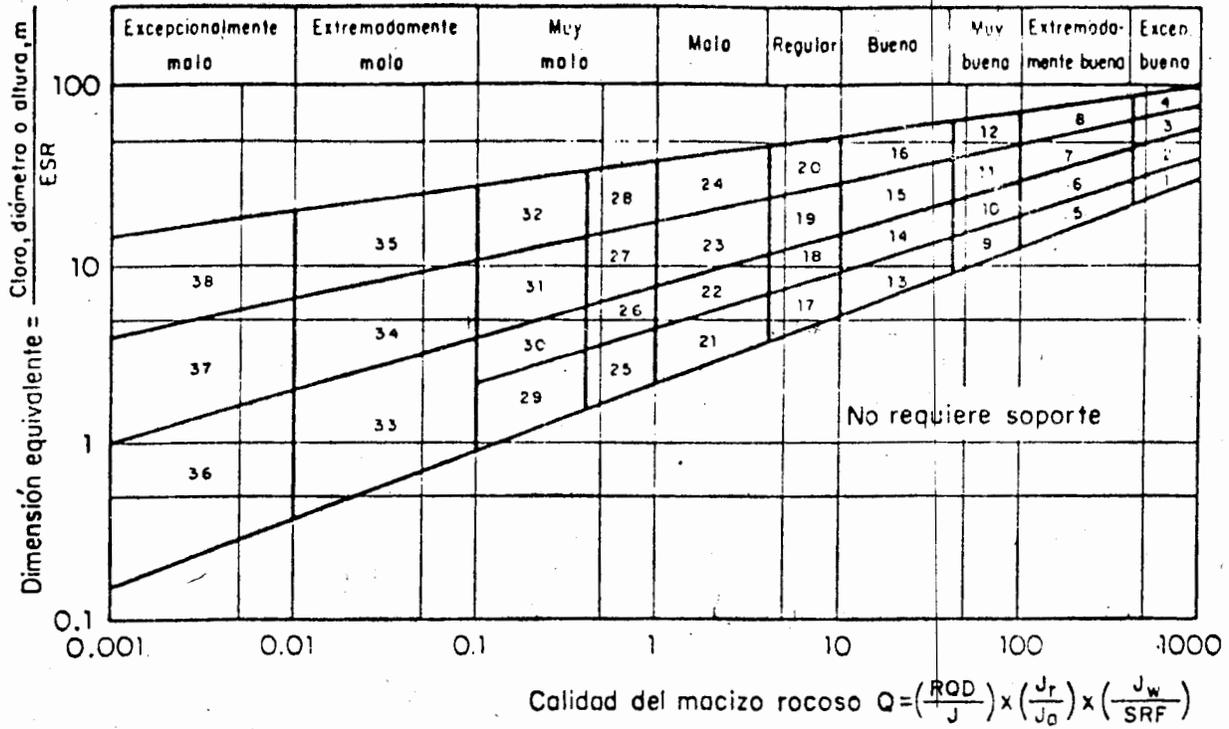


FIG III.19 Categorías de soporte en función del parámetro Q

TABLA III.11 Dimensiones de soportes para macizos rocosos de calidad excelente, extremadamente buena, muy buena y buena (valor de Q de 1 000 a 10)

Categoría de soporte	Q	Factores condicionales			P	CLAPP	Tipo de soporte
		ROU Jn	Jr Ja	CLAR ESP (m)	kn/cm ² (aprox)	EST (n)	
1*	1000-400	-	-	-	< 0.01	20-40	sb(utn)
2*	1000-400	-	-	-	< 0.01	30-60	sb(utn)
3*	1000-400	-	-	-	< 0.01	46-80	sb(utn)
4*	1000-400	-	-	-	< 0.01	65-100	sb(utn)
5*	400-100	-	-	-	0.05	12-30	sb(utn)
6*	400-100	-	-	-	0.05	19-45	sb(utn)
7*	400-100	-	-	-	0.05	30-65	sb(utg)
8*	400-100	-	-	-	0.05	48-88	sb(utn)
9	100-40	≥ 20 < 20	-	-	0.25	8-5-19	sb(utg) B(utg) 2.5-3 m
10	100-40	≥ 30 < 30	-	-	0.25	14-30	B(utg) 1.5-3 m B9(utg) 1.5-2 m + clm
11*	100-40	≥ 30 < 30	-	-	0.25	23-48	B(tg) 2-3 m B(tg) 1.5-2 m + clm
12*	100-40	≥ 30 < 30	-	-	0.25	40-72	B(tn) 2-3 m B(tg) 1.5 - 2 m + clm
13	40-10	≥ 10 ≥ 10 ≥ 10 ≥ 10	≥ 1.5 < 1.5 ≥ 1.5 < 1.5	-	0.5	5-14	sb(utg) B(utg) 1.5-2 m B(utg) 1.5-2 m B(utg) 1.5 - 2 m + S 2-3 m
14	40-10	≥ 10 < 10 -	-	≥ 15 ≥ 15 < 15	0.5	9-23	B(tg) 1.5-2 m + clm D(tg) 1.5-2 m + S(mr) 5-10 cm B(utg) 1.5-2 m + clm
15	40-10	> 10 ≤ 10	-	-	0.5	15-40	B(tg) 1.5-2 m + clm B(tg) 1.5-2 m + S(mr) 5-10 cm
16*	40-10	> 15 ≤ 15	-	-	0.5	30-65	B(tg) 1.5-2 m + clm B(tg) 1.5-2 m + S(mr) 10-15 cm

Estimación del soporte hecha por el autor. Los casos disponibles son insuficientes para una estimación real del soporte requerido.

El tipo de soporte que ha de usarse para las categorías de la 1 a la 8 dependerá de la técnica de voladura. Mediante voladuras cuidadosas se puede hacer innecesario el empleo de soporte. En cambio, voladuras sin cuidado pueden obligar a la aplicación de concreto lanzado, especialmente donde la altura de excavación es mayor de 25 m.

CLAVES DE LAS TABLAS

- sb = anclaje en zonas
- B = anclaje sistemático
- (utg) = anclaje sin tensión, con inyección

TABLA III.12 Dimensiones de soportes para macizos rocosos de calidad regular y mala (valor de Q de 10 a 1)

Categoría de soporte	Q	Factores condicionales			P kg/cm ² (aprox)	CLARO ESR(m)	Tipo de soporte
		RQD Jn	Jr Ja	CLARO ESR(m)			
17	10-4	> 30	-	-	1.0	3.5-9	sb(utg) B(utg) 1-1.5 m B(utg) 1-1.5 m + S 2-3 cm S 2-3 cm
		≥ 10, < 30	-	-			
		< 10	-	≥ 6 m			
		< 10	-	< 6 m			
18	10-4	> 5	-	≥ 10 m	1.0	7-15	B(tg) 1-1.5 m + c1m B(utg) 1-1.5 m + c1m B(tg) 1-1.5 m + S 2-3 cm B(utg) 1-1.5 m + S 2-3 cm
		> 5	-	< 10 m			
		≤ 5	-	≥ 10 m			
		≤ 5	-	< 10 m			
19	10-4	-	-	≥ 20 m	1.0	12-29	B(tg) 1-2 m + S(mr) 10-15 cm B(tg) 1-1.5 m + S(mr) 5-10 cm
		-	-	< 20 m			
20*	10-4	-	-	≥ 35 m	1.0	24-52	B(tg) 1-2 m + S(mr) 20-25 cm B(tg) 1-2 m + S(mr) 10-20 cm
		-	-	< 35 m			
21	4-1	≥ 12.5	≤ 0.75	-	1.5	2.1-6.5	B(utg) 1 m + S 2-3 cm S 2.5-5 cm B(utg) 1 m
		< 12.5	≤ 0.75	-			
		-	> 0.75	-			
22	4-1	> 10, < 30	> 1.0	-	1.5	4.5-11.5	B(utg) 1 m + c1m S 2.5-7.5 m B(utg) 1 m + S(mr) 2.5-5 cm
		≤ 10	> 1.0	-			
		< 30	≤ 1.0	-			
23	4-1	≥ 30	-	-	1.5	8-24	B(utg) 1 m B(tg) 1-1.5 m + S(mr) 10-15 cm B(utg) 1-1.5 m + S(mr) 5-10 m
		-	-	≥ 15 m			
		-	-	< 15 m			
24*	4-1	-	-	≥ 30 m	1.5	18-46	B(tg) 1-1.5 m + S(mr) 15-30 cm B(tg) 1-1.5 m + S(mr) 10-15 cm
		-	-	< 30 m			

* Estimación del soporte hecha por el autor. Los casos disponibles son insuficientes para una estimación real del soporte requerido.

(tg) = con tensión (expansor del tipo de concha en rocas competentes, inyección después del tensado en rocas de mala calidad)

S = concreto lanzado

(mr) = malla reforzada

c1m = malla de cadena (chain link mesh)

CCA = concreto colado

(sr) = acero reforzado

El espaciamiento entre anclas está dado en metros (m). El espesor de concreto lanzado o colado se da en centímetros (cm)

TABLA III.13 Dimensiones de soportes para macizos rocosos de calidad muy pobre (valor de Q de 1.0 a 0.1)

Categoría de soporte	Q	Factores condicionales		CLARO/ESR (m)	P kg/cm ² (aprox)	CLARO/ESP (m)	Tipo de soporte
		RQD/Jn	Jr/Ja				
25	1.0-0.4	> 10 ≤ 10 -	> 0.5 > 0.5 ≤ 0.5	- - -	2.25	1.5-4.2	B(utg) 1 m + mr or clm B(utg) 1 m + S(mr) 5 cm B(tg) 1 m + S(mt) 5 cm
26	1.0-0.4	- -	- -	- -	2.25	3.2-7.5	B(tg) 1 m + S(mr) 5-7.5 cm B(utg) 1 m + S 2.5-5 cm
27	1.0-0.4	- - - -	- - - -	≥ 12 m < 12 m > 12 m < 12 m	2.25	6-18	B(tg) 1 m + S(mr) 7.5-10 cm B(utg) 1 m + S(mr) 5-7.5 cm CCA 20-40 cm + B(tg) 1 m S(mr) 10-20 cm + B(tg) 1 m
28*	1.0-0.4	- - - -	- - - -	≥ 30 m ≥ 20, < 30 < 20 m -	2.25	15-38	B(tg) 1 m + S(mr) 30-40 cm B(tg) 1 m + S(mr) 20-30 cm B(tg) 1 m + S(mr) 15-20 cm CCA(sr) 30-100 cm + B(tg) 1 m
29*	0.4-0.1	> 5 ≤ 5 -	> 0.25 > 0.25 ≤ 0.25	- - -	3.0	1.0-3.1	B(utg) 1 m + S 2-3 cm B(utg) 1 m + S(mr) 5 cm B(tg) 1 m + S(mr) 5 cm
30	0.4-0.1	≥ 5 < 5 -	- - -	- - -	3.0	2.2-6	B(tg) 1 m + S 2.5-5 cm S(mr) 5.-7.5 cm B(tg) 1 m + S(mr) 5-7.5 cm
31	0.4-0.1	> 4 ≤ 4, ≤ 1.5 < 1.5 -	- - - -	- - - -	3.0	4-14.5	B(tg) 1 m + S(mr) 5-12.5 cm S(mr) 7.5-25 cm CCA 20-40 cm + B(tg) 1 m CCA(sr) 30-50 cm + B(tg) 1 m
32	0.4-0.1	- - -	- - -	≥ 20 m < 20 -	3.0	11-34	B(tg) 1 m + S(mr) 40-60 cm B(tg) 1 m + S(mr) 20-40 cm CCA(sr) 40-120 cm + B(tg) 1 m

* Estimación del soporte hecha por el autor. Los casos disponibles son insuficientes para una confiable predicción del soporte requerido

TABLA III.14 Dimensiones de soportes para macizos rocosos de calidad extremadamente mala y excepcionalmente mala (valor de Q de 0.1 a 0.001)

Categoría de soporte	Q	Factores condicionales		CLARO/ESR	P kg/cm ² (aprox)	CLARO/ESR (m)	Tipo de soporte
		RQD/Jn	Jr/Ja				
33*	0.1-0.01	≥ 2	-	-	6	1.0-3.9	B(tg) 1 m + S(mr) 2.5-5 cm S(mr) 5-10 cm S(mr) 7.5-15 cm
34	0.1-0.01	≥ 2	≥ 0.25	-	6	2.0-11	B(tg) 1 m + S(mr) 5-7.5 cm S(mr) 7.5-15 cm S(mr) 15-25 cm CCA(sr) 20-60cm + B(tg) 1 m
		< 2	≥ 0.25	-			
		-	< 0.25	-			
		-	-	-			
35	0.1-0.01	-	-	≥ 15 m	6	6.5-28	B(tg) 1 m + S(mr) 30-100 cm CCA(sr) 60-100 cm + B(tg) 1 m B(tg) 1 m + S(mr) 20-75 cm CCA(sr) 40-150 cm + B(tg) 1 m
		-	-	≥ 15 m			
		-	-	< 15 m			
		-	-	< 15 m			
36*	0.01-0.001	-	-	-	12	1.0-2.0	S(mr) 10-20 cm S(mr) 10-20 cm + B(tg) 0.5-1.0 m
37	0.01-0.001	-	-	-	12	1.0-6.5	S(mr) 20-60 cm
		-	-	-			S(mr) 20-60 cm + B(tg) 0.5-1.0 m
38	0.01-0.001	-	-	≥ 10 m	12	4.0-2.0	CCA(sr) 100-300 cm CCA(sr) 100-300 cm + B(tg) 1 m S(mr) 70-200 cm S(mr) 70-200 cm + B(tg) 1 m
		-	-	≥ 10 m			
		-	-	< 10 m			
		-	-	< 10 m			

* Estimación del soporte hecha por el autor. Los casos recabados son insuficientes para hacer una predicción confiable del soporte requerido

AC. DE INGENIERIA
DOCUMENTACION

METODO DE BIENIAWSKI

Bieniawski (ref. 5) en forma similar a Barton (ref. 4) ha desarrollado un sistema de clasificación de las masas rocosas - con la finalidad de servir de apoyo a la localización, diseño, selección del método de excavación y tipo de soporte de túneles.

En la clasificación propuesta intervienen seis parámetros que son:

1. Resistencia a la compresión uniaxial de la roca intacta.
2. Índice de calidad de la roca RQD (Rock quality designation)
3. Espaciamiento de las juntas
4. Orientación de las juntas
5. Condición de las juntas
6. Flujo de agua subterránea

El procedimiento de clasificación del macizo rocoso y de selección del soporte adecuado es el siguiente:

- a) Se determinan los seis parámetros señalados y se encuentra el valor en puntos que se le asignan en la parte A de la tabla III.15
- b) Se suman los puntos correspondientes a los seis parámetros y se determinan la clase y calidad del macizo en la parte B de la tabla III.15
- c) Se selecciona el tipo de soporte para túneles de 5 a 12 m de diámetro y de poca profundidad, que se proporciona en la tabla III.17 que presenta tres alternativas de soporte para cada una de las cinco clases de roca.

Nota 1. Para facilitar la definición de la orientación de un plano de debilidad como "favorable" o "desfavorable"

TABLA III.15 Clasificación geomecánica de los macizos rocosos

A. Parámetros de clasificación y sus valores

Resistencia a la compresión simple de roca intacta	> 200 MPa	100-200 MPa	50-100 MPa	25-50 MPa	< 25 MPa
Valor	10	5	2	1	0
Calidad del núcleo (RQD)	90% - 100%	75% - 90%	50% - 75%	25% - 50%	< 25% o muy alterada
Valor	20	17	14	8	3
Espaciamiento entre juntas	> 3 m	1 - 3m	0.3 - 1 m	50 - 300 mm	< 50 mm
Valor	30	25	20	10	5
Rumbo y echado de las juntas	muy favorable	favorable	regular	desfavorable	muy desfavorable
Valor	15	13	10	6	3
Características de las juntas	muy cerradas: separación < 0.1 mm no continuas		cerrada: < 1 mm continua sin relleno	abierta: 1-5mm continua relleno < 5 mm	abierta: > 5 mm continua relleno > 5mm
Valor	15		10	5	0
Flujo de agua subterránea (para cada 10 m de túnel)	Ninguno		< 25 litros por minuto	25 - 125 litros por minuto	> 125 litros por minuto
Valor	10		8	5	2

B. Clases de macizos rocosos y sus valores

No de clase	I	II	III	IV	V
Descripción de clase	roca muy buena	roca buena	roca regular	roca mala	roca muy mala
Valor total	100-90	90 - 70	70 - 50	50 - 25	< 25

C. Significado de las clases de macizos rocosos en excavación de túneles

No de clase	I	II	III	IV	V
Claro sin soporte	5 m	4 m	3 m	1.5 m	0.5 m
Promedio del tiempo sin soporte	10 años	6 meses	1 semana	5 horas	10 minutos

descrito en la tabla III.16 (ref 6).

Nota 2. El significado ingenieril aplicado a excavaciones subterráneas de cada uno de los cinco grupos señalados se presenta en la sección C de la tabla III.15. Esto, es, en esta sección se especifica para cada calidad de roca el claro o distancia entre el soporte y el frente del túnel que puede permanecer sin soporte en un intervalo de tiempo dado.

En la fig III.20 se muestran completas las especificaciones de claro sin soporte e intervalo de tiempo que en la sección C de la tabla III.15 sólo se dan en promedio para cada uno de los cinco grupos de la clasificación.

Nota 3. En casos de frontera entre las clases de macizos los soportes recomendados en la tabla III.17 deberán promediarse o interpolarse.

Nota 4. En vista de que este método es empírico se recomienda efectuar mediciones y observaciones de campo durante la construcción a fin de ajustar el diseño inicial al comportamiento observado de la masa rocosa.

TABLA III.16 Efecto del rumbo y echado en la excavación de túneles

Rumbo perpendicular al eje del túnel				Rumbo paralelo al eje del túnel	
a favor del echado		en contra del echado		al eje del túnel	
echado	echado	echado	echado	echado	echado
45° - 90°	20° - 45°	45° - 90°	20° - 45°	45° - 90°	20° - 45°
muy favorable	favorable	regular	desfavorable	muy desfavorable	regular
echado de 0° - 20°: desfavorable, sin tomar en cuenta el rumbo					

TABLA III.17 Guía para la selección del soporte provisional en túneles poco profundos de 5 a 12 m de diámetro

Clase de macizo rocoso	Diferentes sistemas de soporte para excavaciones por perforación y voladura		
	Principalmente anclas*	Principalmente concreto lanzado	Principalmente marcos de acero
I	En general no requiere reporte		
II	Espacio entre anclas de 1.5 a 2.0 m ocasionalmente malla metálica	Concreto lanzado 50 mm en la clave	No económico
III	Espacio entre anclas de 1.0 a 1.5 m además malla metálica y 30 mm de concreto lanzado en la clave donde se necesite	Concreto lanzado 100 mm en la clave y 50 mm en las paredes, ocasionalmente malla metálica y anclas donde sea necesario	Marcos ligeros con separación de 1.5 a 2.0 m
IV	Espaciamiento entre anclas 0.5 a 1.0 m, malla metálica y de 30 a 50 mm de concreto lanzado en clave y paredes	Concreto lanzado 150 mm en la clave y 100 mm en las paredes, con malla metálica y anclas espaciadas entre 3 y 1.5 m	Marcos medianos separados entre 0.7 y 1.5 m, con 50 mm de concreto lanzado en la clave
V	No recomendable	Concreto lanzado 200 mm en la clave y 150 mm en las paredes, con malla de alambre, anclas y marcos ligeros	Marcos pesados separados 0.7 m con desfaseamiento, con concreto lanzado 75 mm lo más pronto posible

* Anclas de 20 mm de diámetro, cubiertas con resina, largo igual a 1/2 del ancho del túnel.

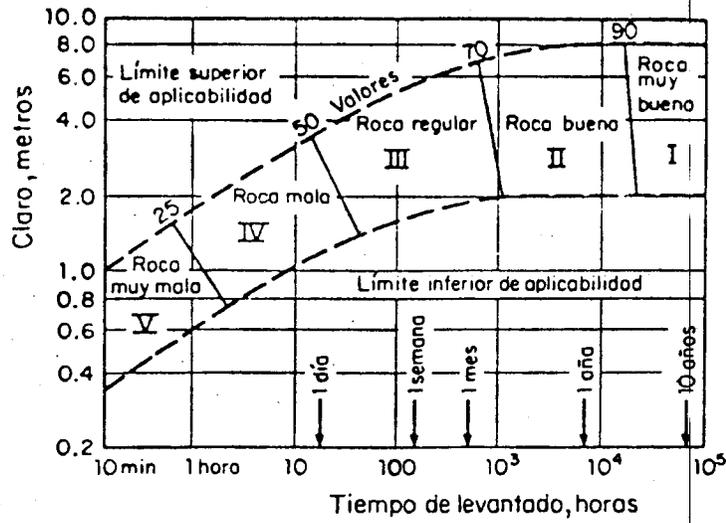


FIG III.20 Clasificación geomecánica para túneles (ref 7)

ANALISIS TRIDIMENSIONAL DE TALUDES EN ROCA
MEDIANTE OPERACIONES VECTORIALES
(ref. 3)

1. Definición de planos de debilidad (juntas, fallas, etc.) mediante vectores unitarios.

La orientación de juntas y planos de debilidad generalmente, son reportados por los geólogos de campo en términos, del rumbo y el echado. En este capítulo, se utilizará el sistema de Wittke (1964) el cual describe, las juntas en relación con el talud que se está analizando.

De acuerdo con este sistema, como se muestra en la figura 6, el eje X es paralelo al rumbo de la superficie del talud, el eje Z positivo hacia arriba y el Y positivo, está dirigido hacia adentro del talud.

El rumbo de un plano de debilidad está dado por el ángulo β , medido sobre un plano horizontal en sentido contrario al giro de las manecillas del reloj a partir del eje X positivo. β puede tomar valores entre 0° y 180° . El echado del plano (ángulo con respecto a la horizontal), está dado por el ángulo γ y se mide en dirección ortogonal (90°) con respecto al rumbo. El valor de γ puede valer entre 0° y 180° y se mide con respecto a la horizontal X hacia abajo en dirección $\beta-90^\circ$.

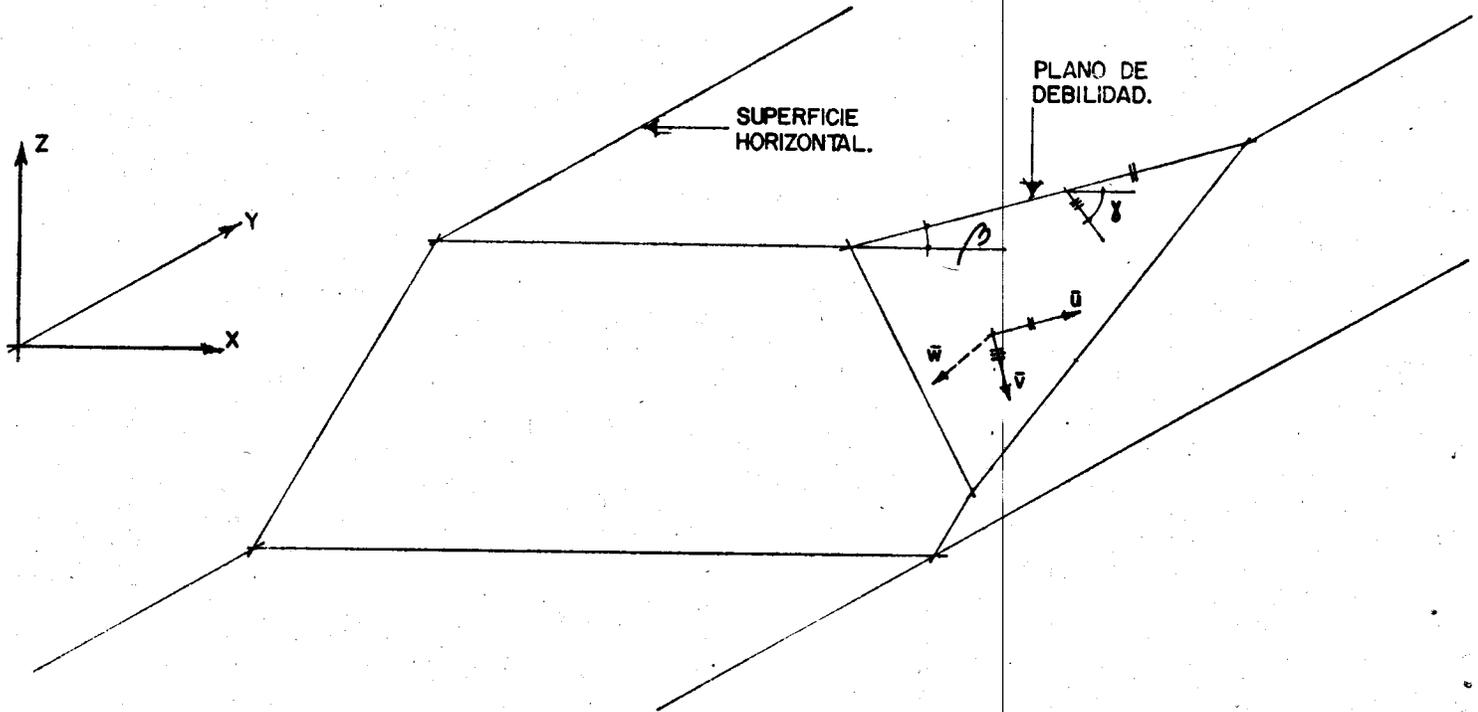
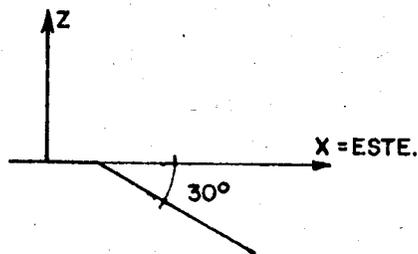
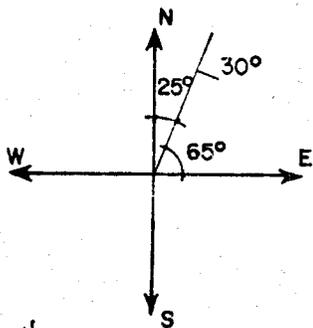


Fig. 6

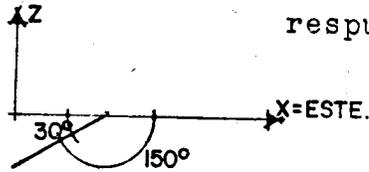
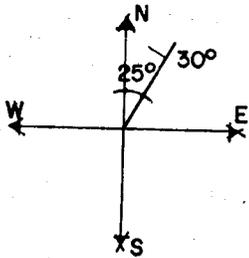
EJEMPLOS: 1) suponga que el rumbo del talud coincide con la línea EW

a) Cuánto valen los ángulos β y γ de una fractura cuyo rumbo es: $N25^\circ E$ y su echado es: $30^\circ SE$



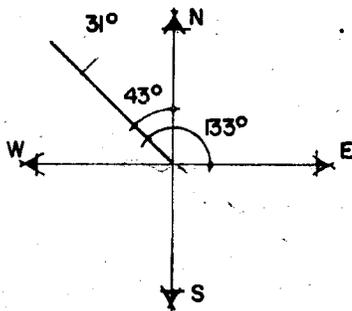
$\beta = 65^\circ$
 $\gamma = 30^\circ$

b) igual que el problema 1a) pero considerando que el echado (buzamiento) es: 30°NW



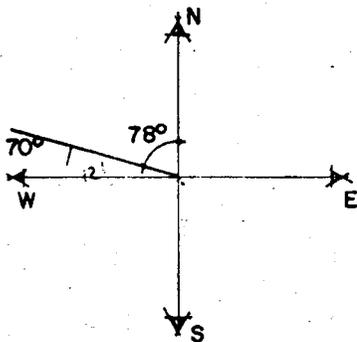
respuesta: $\beta = 65^\circ$
 $\gamma = 150^\circ$

c) igual que 1a) pero el rumbo es: $N43^\circ \text{W}$ y el echado 31°NE



respuesta: $\beta = 133^\circ$
 $\gamma = 31^\circ$

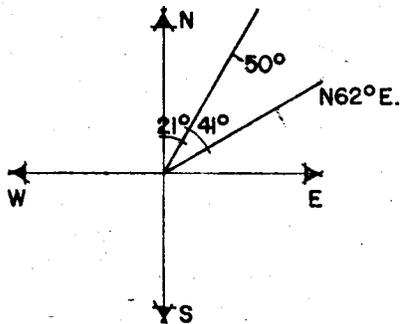
d) igual que 1a) pero rumbo es $N78^\circ \text{W}$ y el echado 70°SW



respuesta: $\beta = 168^\circ$
 $\gamma = 110^\circ$

2) Supóngase ahora que el rumbo del talud tiene un rumbo -- $N62^\circ \text{E}$ y buza el SE con 45°

- a) cuánto valen β y γ de un dique cuyo rumbo es: N21°E y que buza 50° al SE



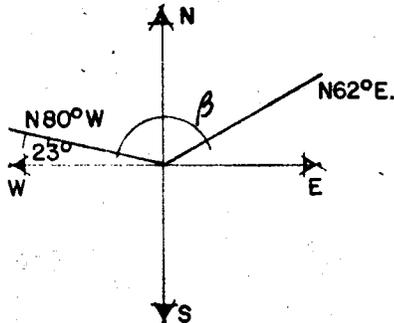
respuesta:

En este caso el eje X coincide con la línea N 62°E por lo que

$$\beta = 62^\circ - 21^\circ = 41^\circ$$

$$\gamma = 50^\circ$$

- b) igual que 2a) pero ahora el dique tiene un rumbo N80°W y su echado es: 23°SW



respuesta: $\beta = 142^\circ$
 $\gamma = 157^\circ$

Los ángulos β y γ , nos permitirán definir dos vectores unitarios \bar{u} y \bar{v} para describir el rumbo y el echado respectivamente \bar{u} y \bar{v} se localizan en el plano de discontinuidad. Fig.6 así pues:

$$\bar{u} = \cos \beta \bar{i} + \sin \beta \bar{j}$$

$$\bar{v} = \cos \gamma \sin \beta \bar{i} - \cos \gamma \cos \beta \bar{j} - \sin \gamma \bar{k}$$

o bien

$$\bar{u} = (\cos \beta, \text{sen } \beta, 0)$$

$$\bar{v} = (\cos \gamma \text{ sen } \beta, -\cos \gamma \cos \beta, -\text{sen } \gamma)$$

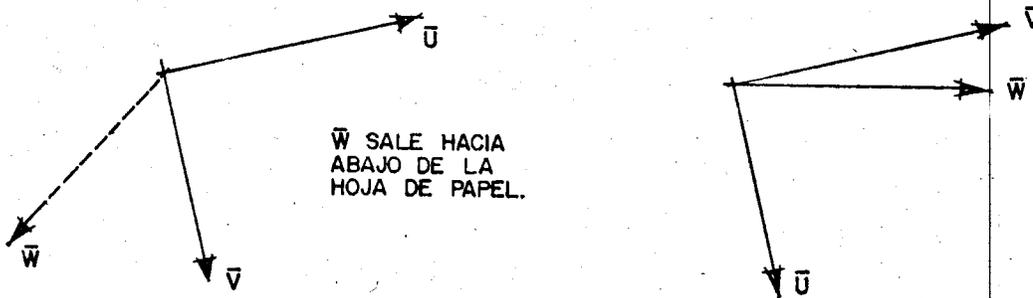
puesto que el rumbo y el echado están a 90° , el producto escalar (punto) $\bar{u} \cdot \bar{v} = 0$

Por otra parte, el producto cruz de \bar{u} y \bar{v} , nos da otro vector unitario \bar{w} el cual es perpendicular a \bar{u} y a \bar{v} y por tanto, al plano descrito por \bar{u} y \bar{v} .

El vector \bar{w} se obtiene desarrollando el producto cruz siguiente

$$\bar{w} = \bar{u} \times \bar{v} = \begin{vmatrix} i & j & k \\ u_x & u_y & u_z \\ v_x & v_y & v_z \end{vmatrix}$$

La dirección de \bar{w} es perpendicular al plano de \bar{u} y \bar{v} y su sentido está dado por el avance de un tornillo de cuerda derecha al girar \bar{u} hacia \bar{v} a través del ángulo menor entre ellos ($<180^\circ$)



Supongamos ahora que un talud en roca contiene dos fallas --- (plano 1 y plano 2) cuyos rumbos y echados se conocen por lo que los ángulos β_1 y β_2 , γ_1 y γ_2 también se conocen y con ellos es posible definir \bar{u}_1 , \bar{u}_2 , \bar{v}_1 , \bar{v}_2 , \bar{w}_1 y \bar{w}_2 , fig. 7.

La dirección de la línea de intersección de los planos 1 y 2, está dada por el producto cruz de los vectores unitarios nor-

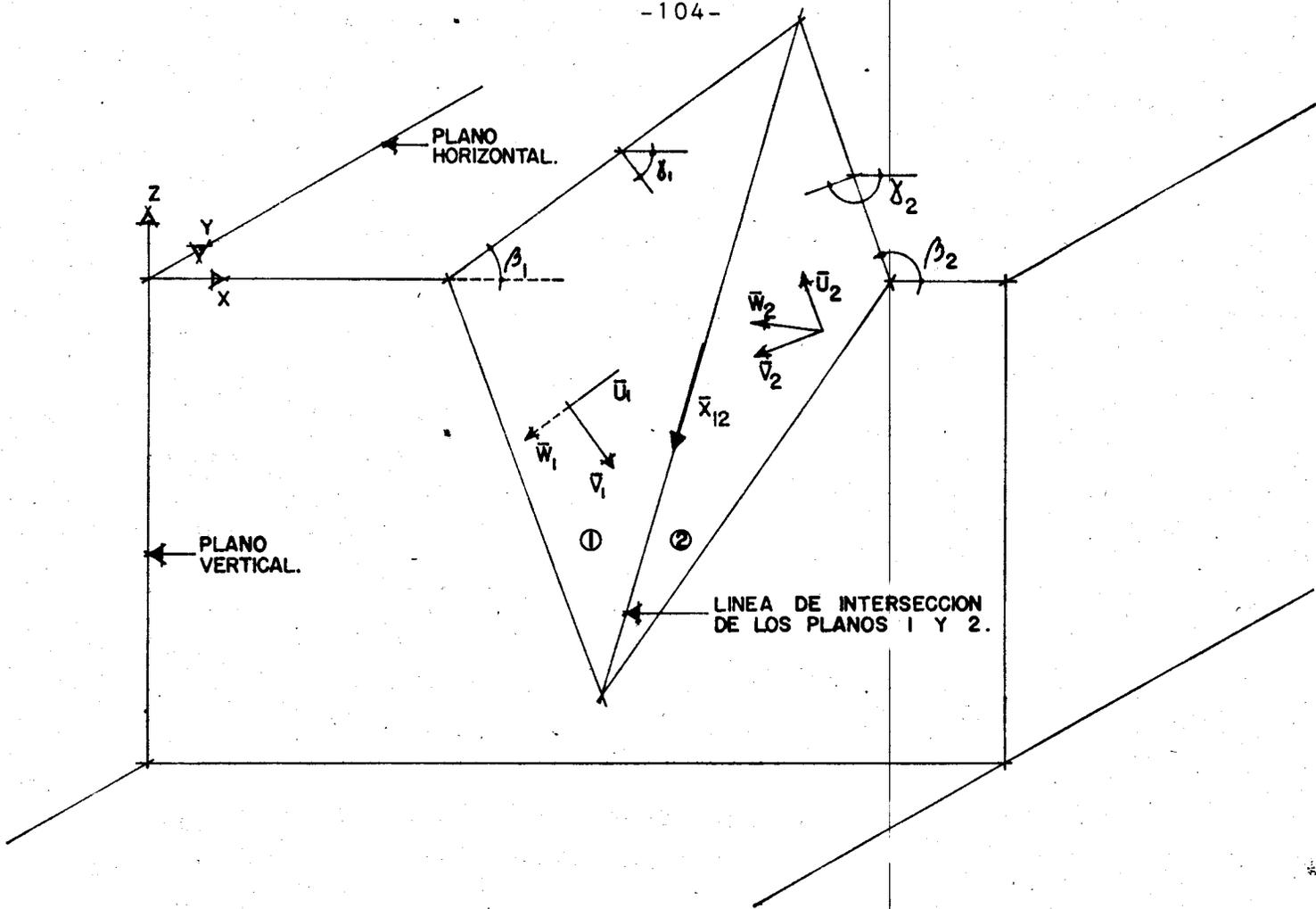


Fig. 7

males a los planos. El vector \bar{x}_{12} a lo largo de la línea de intersección está dado por:

$$\bar{x}_{12} = \bar{w}_2 \times \bar{w}_1$$

El sentido de \bar{x}_{12} es hacia abajo de la línea de intersección como se ve en la fig. 7.

2. Fuerzas.

La componente de una fuerza \bar{R} en la dirección de un vector unitario \bar{n} está dada por

$$\bar{R} \cdot \bar{n} = R \cos \theta$$

donde θ es el ángulo entre \bar{R} y \bar{n} . Así pues, la componente normal a un plano de una fuerza \bar{R}

$$R_N = \bar{R} \cdot \bar{\omega} = R_x \omega_x + R_y \omega_y + R_z \omega_z$$

Similarmente, la componente de \bar{R} en la dirección de la línea de intersección de dos planos es:

$$R \frac{\bar{X}_{12}}{X_{12}}$$

Llamemos ϕ' al ángulo que forma una fuerza \bar{R} y la normal de un plano, $\bar{\omega}$. fig. 8

$$\tan \phi' = \frac{R_T}{R_N}$$

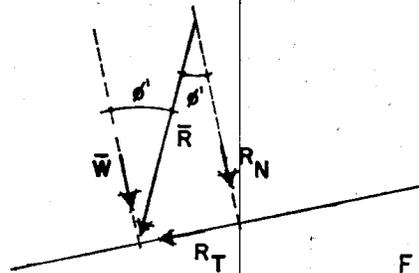


Fig. 8

donde R_N y R_T son las componentes normal y tangencial al plano respectivamente.

obsérvese que

$$R_N = \bar{R} \cdot \bar{\omega} = R_x \omega_x + R_y \omega_y + R_z \omega_z = R \cos \phi'$$

y

$$R_T = \left| \bar{R} \times \bar{\omega} \right| + R \text{ Sen } \phi'$$

$$= \{(R_y \omega_z - R_z \omega_y)^2 + (R_z \omega_x - R_x \omega_z)^2 + (R_x \omega_y - R_y \omega_x)^2\}^{1/2}$$

así pues

$$\tan \phi' = \frac{R_T}{R_N} = \frac{\{(R_y \omega_z - R_z \omega_y)^2 + (R_z \omega_x - R_x \omega_z)^2 + (R_x \omega_y - R_y \omega_x)^2\}^{1/2}}{(R_x \omega_x + R_y \omega_y + R_z \omega_z)}$$

El vector \bar{R}_T puede también calcularse: $\bar{R} - R_N \bar{\omega}$

$$\bar{R}_T = (R_x - R_N \omega_x) \bar{i} + (R_y - R_N \omega_y) \bar{j} + (R_z - R_N \omega_z) \bar{k}$$

puesto que $R_N \bar{\omega} = R_N \omega_x \bar{i} + R_N \omega_y \bar{j} + R_N \omega_z \bar{k}$

$$\tan \phi' = \frac{\{(R_x - R_N \omega_x)^2 + (R_y - R_N \omega_y)^2 + (R_z - R_N \omega_z)^2\}^{1/2}}{R_x \omega_x + R_y \omega_y + R_z \omega_z}$$

3. Análisis de Estabilidad para deslizamiento sobre un plano. Cálculo del factor de seguridad.

3.1 Cargas estáticas.

Veamos en primer lugar el caso más simple que se presenta cuando el rumbo de un plano de debilidad es paralelo al rumbo del talud. Fig. 9. En tales condiciones se pueden definir \bar{u} y \bar{v} como sigue:

$$\bar{u} = (u_x, u_y, u_z) = (1, 0, 0)$$

$$\bar{v} = (v_x, v_y, v_z) = (0, v_y, v_z)$$

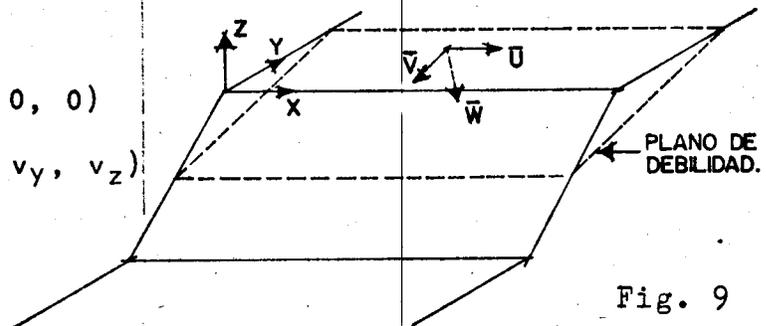
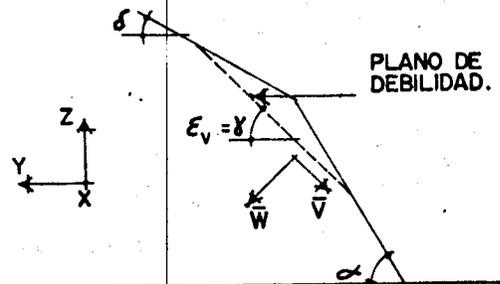


Fig. 9

La inclinación del plano de deslizamiento está dada por

$$\tan \epsilon_v = \frac{v_z}{v_y} = \tan \gamma$$



Para que el deslizamiento sea cinemáticamente posible

ϵ_v debe ser menor que α si $0 < \alpha < \Pi$
y si $\alpha = \Pi$; ϵ_v debe ser menor que δ

Para una cuña de roca sometida solo a la acción de su peso propio, W y un plano de debilidad paralelo al talud, el deslizamiento ocurrirá paralelo a \bar{v} , en dirección del echado.

La magnitud de la componente T del peso W actuando paralela a \bar{v} puede obtenerse:

$$T = \bar{W} \cdot \bar{v}$$

donde $\bar{W} = (0, 0, -W)$; el vector \bar{T} estará dado por $\bar{T} = T \cdot \bar{v}$

La magnitud de la componente de \bar{W} , normal a la dirección del deslizamiento es:

$$N = \bar{W} \cdot \bar{\omega}$$

donde $\bar{\omega}$ es un vector unitario normal al plano de deslizamiento dado por $\bar{u} \times \bar{v}$.

La magnitud de la fuerza resistente disponible está dada por:

$$N \tan \phi$$

donde ϕ es el ángulo de resistencia al corte entre las superficies del plano de deslizamiento. El factor de seguridad contra el deslizamiento está dado por el cociente de la fuerza resistente y la fuerza motora T

$$F. S. = \frac{N \tan \phi}{T} = \frac{(\bar{W} \cdot \bar{\omega}) \tan \phi}{(\bar{W} \cdot \bar{v})}$$

En este caso sencillo

$$\bar{\omega} = \begin{vmatrix} i & j & k \\ 1 & 0 & 0 \\ 0 & v_y & v_z \end{vmatrix} = -jv_z + kv_y$$

de donde $N = \bar{W} \cdot \bar{\omega} = -Wv_y$

recordando que $\bar{W} = (0, 0, -W)$

y $T = \bar{W} \cdot \bar{v} = -Wv_z$

por lo que:

$$F.S. = \frac{-Wv_y \tan \phi}{-Wv_z} = \frac{v_y}{v_z} \tan \phi$$

recordando que $\tan \gamma = \frac{v_z}{v_y} \therefore \frac{1}{\tan \gamma} = \frac{v_y}{v_z}$

$F.S. = \frac{\tan \phi}{\tan \gamma}$
--

Válida cuando la cuña solo está sometida a la acción de su propio peso

Supongamos ahora que la cuña está sometida además de su peso propio a la acción de una fuerza de subpresión (U) que actúa en el plano de debilidad por la presencia de agua y en dirección del vector unitario: $-\bar{\omega}$, fig. 10

$F.S. = \frac{(\bar{W} \cdot \bar{\omega}) - U}{\bar{W} \cdot \bar{v}} \tan \phi$
$F.S. = \frac{N - U}{T} \tan \phi$

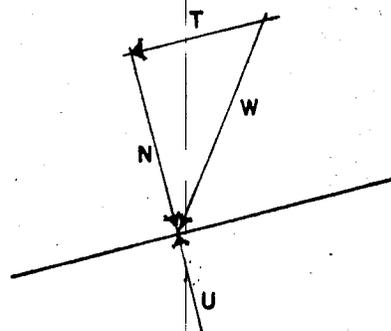


Fig. 10

si la magnitud de la presión de agua U está dada por KW las ecuaciones anteriores se reducen a

$$F.S. = \frac{-Wv_y - KW}{-Wv_z} \text{ Tan}\phi$$

$$F.S. = \frac{\text{Tan}\phi}{\text{Tan}\gamma} + K \frac{\text{Tan}\phi}{v_z} = \frac{\text{Tan}\phi}{\text{Tan}\gamma} - K \frac{\text{Tan}\phi}{\text{sen}\gamma}$$

donde γ = echado del plano de deslizamiento
 y $v_z = -\text{sen}\gamma$

En el caso más general considérese que el deslizamiento ocurre por un plano como el mostrado en la fig. 11. Por otro lado, las fuerzas actuantes sobre una cuña son además de \bar{W} y \bar{U} , las fuerzas \bar{Q} , externas, debidas por ejemplo a la acción de alguna estructura como una presa o bién la simulación de anclas, etc.

Las fuerzas deberán sumarse vectorialmente para obtener una resultante \bar{R}

$$\bar{R} = \bar{W} + \bar{U} + \bar{Q}$$

La reacción de un plano a, b, c en la fig.11 es R' y es igual a R en magnitud pero de sentido contrario a R .

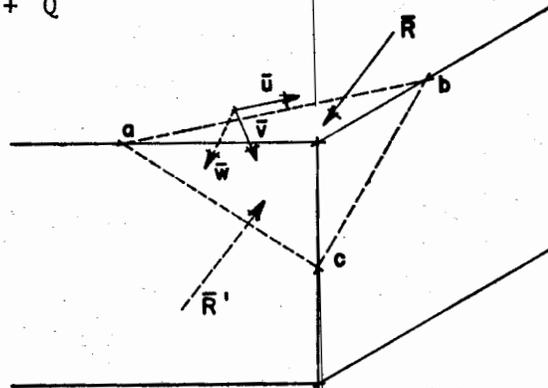


Fig. 11

IMPORTANTE: La dirección del deslizamiento, será en dirección de la proyección de R sobre el plano a, b, c y no necesariamente en dirección del echado.

El ángulo de fricción mobilizado, ϕ' por la fuerza \bar{R} está dado como ya se había establecido.

$$\tan \phi' = \frac{\{(R_y \omega_z - R_z \omega_y)^2 + (R_z \omega_x - R_x \omega_z)^2 + (R_x \omega_y - R_y \omega_x)^2\}^{1/2}}{R_x \omega_x + R_y \omega_y + R_z \omega_z}$$

de donde

$$\boxed{F.S. = \frac{\tan \phi}{\tan \phi'}}$$

3.2 Cargas dinámicas.

Wittke (1965) simuló las cargas sísmicas con una carga horizontal, H, paralela a la proyección horizontal del vector unitario del echado, \bar{v} .

Así pues, la resultante de fuerzas actuantes sobre la cuña queda:

$$\bar{R} = \bar{W} + \bar{U} + \bar{Q} + \bar{H} \quad (1)$$

donde \bar{H} vale

$$\bar{H} = \bar{i} \left(\frac{v_x}{(v_x^2 + v_y^2)^{1/2}} \right) K_1 W + \bar{j} \left(\frac{v_y}{(v_x^2 + v_y^2)^{1/2}} \right) K_1 W \quad (2)$$

K_1 es el coeficiente sísmico y toma valores entre 0 y 0.3 dependiendo de la intensidad del movimiento sísmico esperado. El factor de seguridad queda dado por las dos expresiones anteriores (1) y (2).

$$F.S. = \frac{\text{Tan}\phi}{\text{Tan}\phi'}$$

Hendron, Cording y Aiyer no recomiendan utilizar esta aproximación debido a que resulta excesivamente conservadora en -- problemas de Estabilidad de Laderas en roca. Estos tres autores recomiendan, para analizar un talud en roca sometido a sismo, seguir los conceptos propuestos por Newmark (1965).

Para utilizar el método de análisis propuesto por Newmark es necesario calcular cual es la resistencia disponible para resistir cargas dinámicas. La resistencia dinámica es la resistencia disponible en exceso de la resistencia requerida para la estabilidad estática.

La resistencia dinámica se denota por \overline{NW} donde \overline{W} es el peso de la cuña analizada y N es un coeficiente que se determina de la siguiente manera:

La fuerza \overline{NW} es una fuerza tal que aplicada sobre la cuña, potencialmente deslizante, la conduce a una situación de estabilidad crítica (F.S. = 1). Dependiendo de la dirección - en la cual \overline{NW} actúe, su magnitud variará.

La magnitud de \overline{NW} apropiada para el diseño o análisis de taludes es la magnitud de \overline{NW} aplicada en cierta dirección tal que \overline{NW} sea mínima.

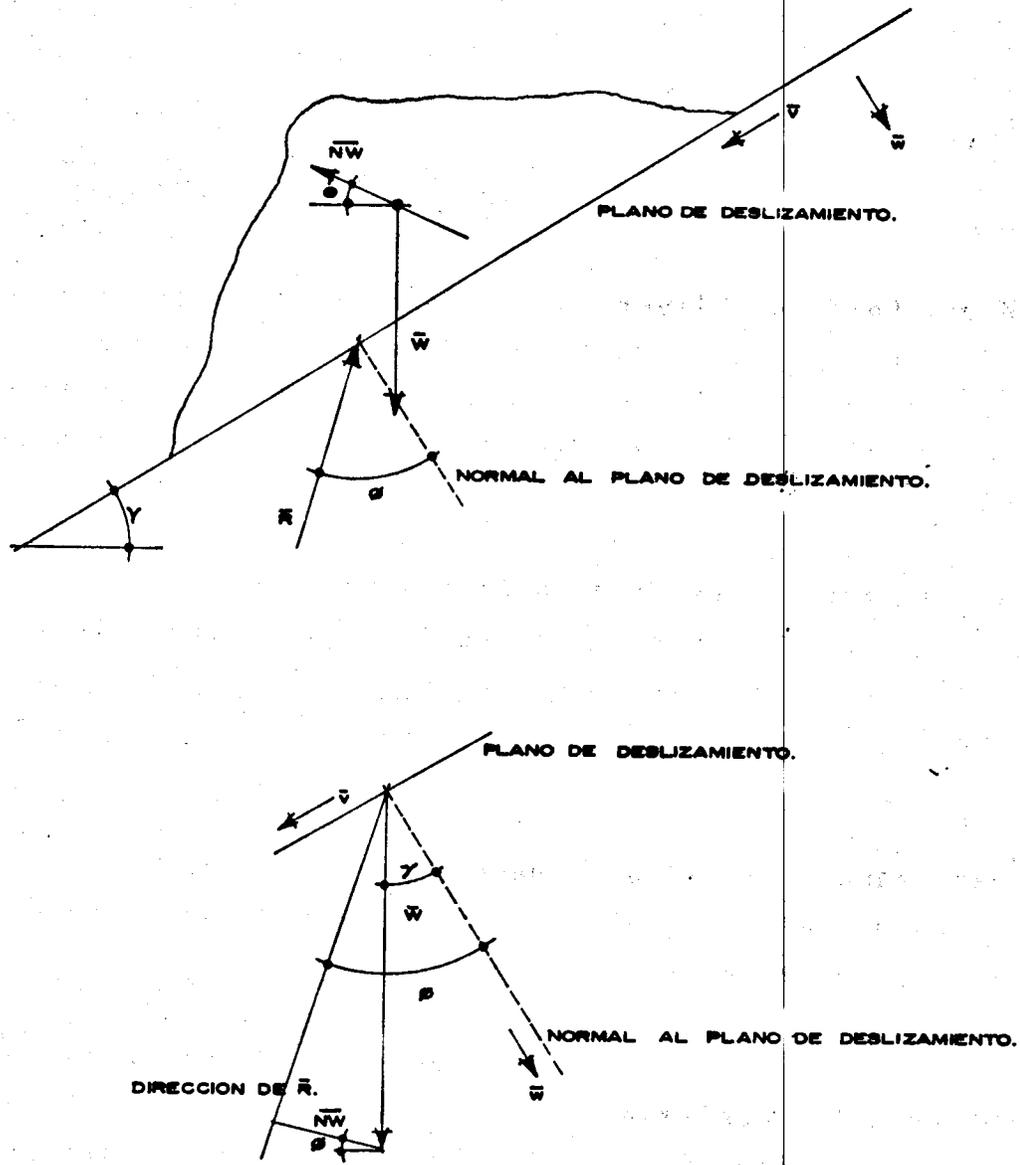


Fig. 12

Para un bloque deslizante sobre un plano, como el mostrado en la fig. 12, \overline{NW} debe aplicarse en una direcci3n θ , con respecto a la horizontal, lo cual nos dar3 el m3nimo valor de \overline{NW} y que causar3 que el bloque comience a deslizar ($F.S.=1$).

La magnitud y direcci3n de \overline{NW} puede determinarse como se muestra en la fig. 12. Dado que la magnitud y direcci3n de

\bar{W} es conocida y la dirección de la resultante \bar{R} es ϕ grados con respecto a la normal, al plano de deslizamiento cuando el deslizamiento comienza, la magnitud del vector \overline{NW} es mínima cuando se une el extremo del vector \bar{W} con la línea de acción de la resultante \bar{R} , formando 90° con esta última. -- Así pues, la mínima magnitud de \overline{NW} está dada por

$$\overline{NW} = W \text{ Sen } (\phi - \gamma)$$

$$N = \text{Sen } (\phi - \gamma)$$

donde ϕ es el ángulo de resistencia al corte y γ el echado. Así pues, el mínimo valor de N ocurre cuando \overline{NW} actúa en la misma dirección de la proyección horizontal del echado pero inclinado hacia arriba de la horizontal un ángulo $\theta = (\phi - \gamma)$.

Este procedimiento resulta también conservador debido a que actúa en la dirección más desfavorable. Sin embargo, no es tan conservador como el anterior

Ejemplos.

1. Calcule el FS de una cuña de roca apoyada sobre un plano cuyo rumbo es E-W y buza 30° al sur. El ángulo de fricción $\phi = 40^\circ$.

Considere que el eje X positivo tiene dirección E, el Y positivo es N y el Z positivo hacia arriba. La cuña está sometida exclusivamente a la acción de peso propio W.

$$\bar{u} = (1, 0, 0); \quad \bar{v} = (0, -0.866, -0.500)$$

el vector normal al plano $\bar{w} = \bar{u} \times \bar{v} = (0, 0.500, -0.866)$

$$\bar{R} = \bar{W} = (0, 0, -W)$$

la magnitud de la componente de \bar{R} , normal al plano de deslizamiento es:

$$N = \bar{R} \cdot \bar{w} = 0.866 W$$

por lo que $\bar{N} = 0.866 W \cdot \bar{w} = (0, 0.433W, -0.750W)$

la componente tangencial $\bar{T} = \bar{R} - \bar{N} = (0, -0.433W, -0.250W)$

la magnitud de T está dada por

$$T = W ((-0.433)^2 + (-0.25)^2)^{1/2} = 0.50W$$

así pues:

$$FS = \frac{N \cdot \tan \phi}{T} = \frac{0.866W \cdot \tan \phi}{0.5W}$$

$$FS = 1.453$$

En este ejemplo, debido a que solo actúa el peso propio, este se simplifica por lo que el FS se puede también calcular como

$$F.S = \frac{\tan \phi}{\tan \gamma} = \frac{\tan 40^\circ}{\tan 30^\circ} = 1.453$$

2. Suponga en el problema anterior que la cuña de roca, además de estar sometida a la acción de su peso propio, también esta sometida a la acción de una fuerza \bar{A} con rumbo este y de magnitud $0.2 W$.

$$\text{en este caso } \bar{R} = \bar{W} + \bar{A} = (0.2 W, 0, -W)$$

$$y \quad N = \bar{R} \cdot \bar{\omega} = 0.866 W$$

$$\bar{N} = N \cdot \bar{\omega} = (0, 0.433W, -0.75W)$$

$$\bar{T} = \bar{R} - \bar{N} = (0.2W, -0.433W, -0.250W)$$

$$T = 0.540W$$

$$\therefore \text{F.S.} = \frac{N \tan \phi}{T} = \frac{0.866W \tan 30^\circ}{0.540W} = 1.35$$

obsérvese que en este caso el deslizamiento no tiende a ocurrir en dirección del echado sino en dirección de \bar{T} .

3. Suponga ahora que la fuerza \bar{A} tiene una magnitud de $0.2W$ pero actúa en dirección paralela al vector unitario del echado.

en este caso la fuerza normal permanece igual

$$N = \bar{W} \cdot \bar{\omega} = 0.866W$$

La magnitud de la fuerza tangencial mobilizadora \bar{T} es la suma de \bar{A} y la componente tangencial del peso, es decir

$$T = 0.50W + 0.20W$$

$$\therefore \text{F.S.} = \frac{0.866W \tan 40^\circ}{0.500W + 0.200W} = 1.05$$

4. Considere ahora que en el plano bajo la cuña de peso \bar{W} -- del problema 1, actúa una fuerza de subpresión, \bar{U} , la cual

crece hasta que el F.S decrece de 1,453 a 1.0. Calcule U

Resp: La fuerza de subpresión no cambia la magnitud de \bar{T} así como en el ejemplo 1

$$T = 0.500W$$

Debido a que la subpresión actúa normal al plano de deslizamiento, la magnitud de N del problema 1 se reduce en la magnitud U; esto es:

$$N = 0.866W - U$$

si F.S = 1

$$FS = 1.0 = \frac{0.866W - U}{0.500W} \tan 40^\circ$$

despejando U => U = 0.271W

que puede checarse con la ecuación:

$$FS = 1 = \frac{\tan \phi}{\tan \gamma} - \frac{K \tan \phi}{\sin \gamma} = \frac{\tan 40^\circ}{\tan 30^\circ} - \frac{K \tan 40^\circ}{\tan 30^\circ}$$

resolviendo: K = 0.271

$$\therefore U = 0.271W$$

5. Considere la misma cuña sometida a la acción de su peso propio \bar{W} , una fuerza de subpresión de $0.44W$ actuando normal al plano de deslizamiento y una fuerza \bar{A} que tiene una magnitud $A = 0.60W$ actuando en dirección S 45° W y echado 10°

Solución: $\bar{W} = (0, 0, -W)$

$$\bar{U} = 0.44W (-\bar{\omega}) = (0, -0.22W, 0.371W)$$

definiendo un vector unitario \bar{a} en dirección de la fuerza \bar{A} con $\gamma = 170^\circ$ y $\beta = 135^\circ$

según la ec. vista anteriormente

$$\bar{v} = (\cos\gamma \operatorname{sen}\beta, -\cos\gamma \cos\beta, -\operatorname{sen}\gamma)$$

$$\bar{a} = (-\cos 10 \operatorname{sen} 45, -(-\cos 10^\circ)(-\cos 45^\circ), -\operatorname{sen} 10^\circ)$$

$$\bar{a} = (-0.696, -0.696, -0.174)$$

$$\bar{A} = A \cdot \bar{a} = (-0.418W, -0.418W, -0.105W)$$

$$\bar{R} = \bar{W} + \bar{U} + \bar{A} = (-0.418W, -0.638W, -0.734W)$$

$$N = \bar{R} \cdot \bar{\omega} = 0.316W$$

$$\bar{N} = N \cdot \bar{\omega} = (0, 0.158W, -0.274W)$$

$$\bar{T} = \bar{R} - \bar{N} = (-0.418W, -0.796W, -0.460W)$$

$$T = 1.009W$$

$$F.S. = \frac{N \operatorname{Tan} 40^\circ}{T} = \frac{0.316W \operatorname{Tan} 40^\circ}{1.009W} = 0.262$$

FAC. DE INGENIERIA
DOCUMENTACION

6. Consideremos el talud activado solo por peso propio. --
Calcule la magnitud de la resistencia dinámica \bar{NW}

$$NW = W \operatorname{sen} (\phi - \gamma) = \operatorname{sen} 10^\circ$$

$$N = \operatorname{sen} 10^\circ = \underline{0.174}$$

4. Análisis Vectorial aplicado al cálculo de estabilidad de taludes en roca. Cálculo del factor de seguridad de cuñas formadas por dos planos.

Supongamos que un talud está cortado por dos sistemas de juntas (planos de debilidad) como el mostrado en la fig.

13. Llamemos a estos planos: 1 y 2. A los planos que forman la superficie del talud los llamaremos: 3 y 4.

sean γ_1 y γ_2 ; β_1 y β_2 los echados y los rumbos de los planos 1 y 2, respectivamente. Recuérdese que estos ángulos se miden con respecto al eje X positivo en sentido contrario al giro de las manecillas del reloj, sean también α y δ la inclinación de los planos 3 y 4 con respecto a la horizontal.

Como se vió anteriormente, los vectores unitarios en dirección del rumbo son:

$$\bar{u}_1 = (\cos\beta_1, \text{sen}\beta_1, 0) ; \bar{u}_2 = (\cos\beta_2, \text{sen}\beta_2, 0)$$

y los vectores unitarios en dirección del echado de los planos 1 y 2 son:

$$\bar{v}_1 = (\cos\gamma_1 \text{sen}\beta_1, -\cos\gamma_1 \cos\beta_1, -\text{sen}\gamma_1)$$
$$\bar{v}_2 = (\cos\gamma_2 \text{sen}\beta_2, -\cos\gamma_2 \cos\beta_2, -\text{sen}\gamma_2)$$

Los vectores normales a cada plano están dados por

$$\bar{\omega}_1 = \bar{u}_1 \times \bar{v}_1$$

$$\bar{\omega}_2 = \bar{u}_2 \times \bar{v}_2$$

nótese que (fig. 13) $\bar{\omega}_1$ está dirigido hacia abajo del plano 1 y $\bar{\omega}_2$ hacia arriba del plano 2.

IMPORTANTE: se denominará plano 1 a aquel de los dos planos cuyo β sea menor. En caso de tener dos planos igual β , el plano 1 será el de menor γ . Esta convención es absolutamente necesaria para conservar un sistema de signos correcto en las operaciones vectoriales siguientes.

Las cargas que en general actúan sobre un cuña son:

- . peso propio de la masa deslizante, \bar{W}
- . cargas vivas \bar{Q} , aplicadas en cualquier punto
- . subpresión en los planos 1 y 2, \bar{U}_1 y \bar{U}_2
- . cargas dinámicas inducidas por sismo o detonaciones \bar{H}

La resultante de las cargas \bar{R} es la suma de todas ellas.

4.1 Determinación de los modos de falla (Deslizamiento)

4.1.1.) La cuña de roca pierde el contacto con los planos de deslizamiento (se bota). Generalmente por subpresión.

Considere la cuña de roca OBCD, fig. 13. La resultante \bar{R} tiende a romper el contacto entre el tetraedro (cuña) y los planos 1 y 2 respectivamente si

$$\bar{R} \cdot \bar{\omega}_1 < 0$$

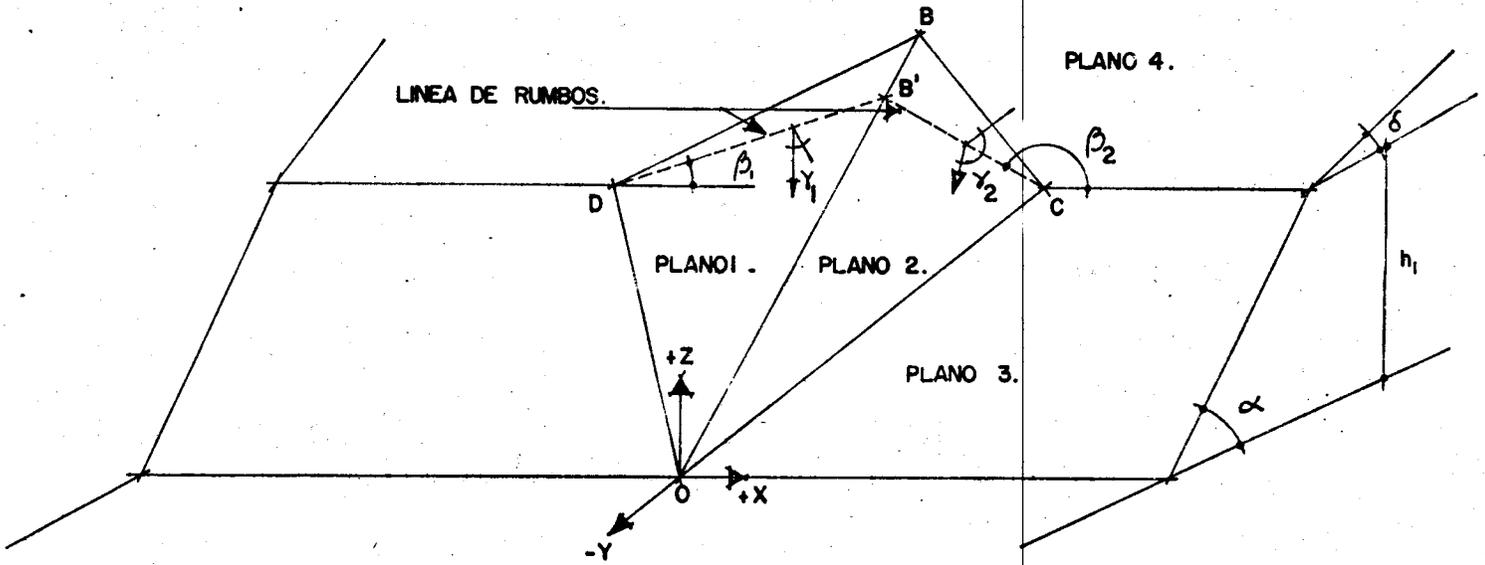
$$\bar{R} \cdot \bar{\omega}_2 > 0$$

analizando la primera de las desigualdades anteriores, -- es fácil ver que si la proyección de la resultante \bar{R} en dirección de la normal al plano 1, $\bar{\omega}_1$ resulta negativa, -- dicha proyección tiene sentido contrario a $\bar{\omega}_1$ por lo que la cuña tiende a perder el contacto con el plano 1, ya que $\bar{\omega}_1$ tiene sentido hacia abajo de dicho plano. Así mismo, si en la segunda desigualdad, el producto punto $\bar{R} \cdot \bar{\omega}_2$ resulta positivo, significa que la proyección de la resultante \bar{R} en dirección normal al plano 2 tiene el sentido de $\bar{\omega}_2$ por lo que la cuña también tiende a despegarse del plano 2.

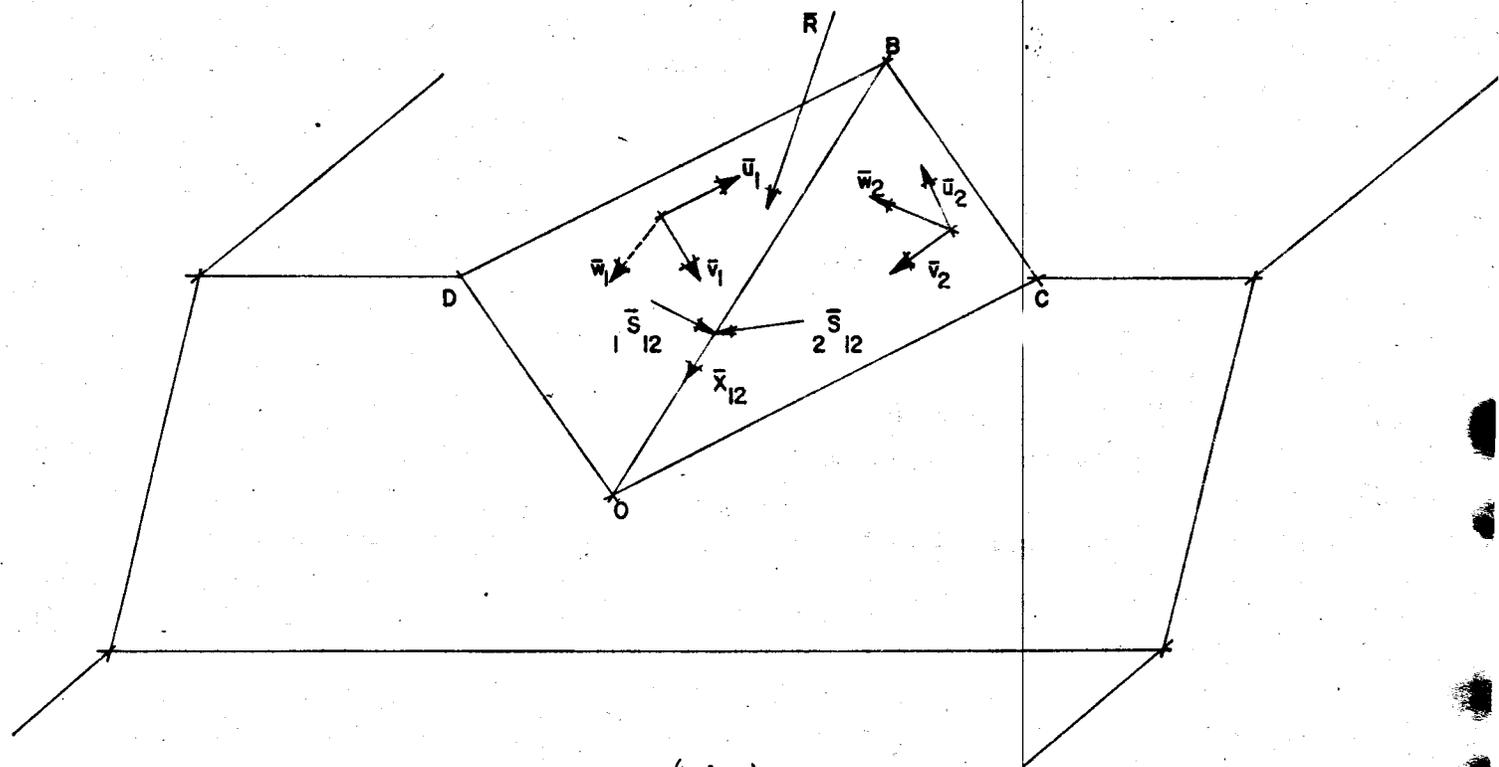
Las desigualdades anteriores pueden cumplirse: una o la -- otra o ambas simultáneamente.

Cuando las desigualdades anteriores se cumplen, el equilibrio no es posible a menos que las juntas soporten tensión o que se proporcione un anclaje adecuado que la so---

Fig. 13



(a)



(b)

porte. Desde luego, lo más recomendable es proporcionar al drenaje adecuado para evitar subpresiones que despeguen la cuña de los planos.

$$\begin{aligned} \text{si } \bar{R} \cdot \bar{\omega}_1 &> 0 \\ \bar{R} \cdot \bar{\omega}_2 &< 0 \end{aligned}$$

La cuña se mantiene en contacto con los planos 1 y 2.

4.1.2 Con el objeto de definir si la cuña desliza solo sobre el plano 1 ó solo sobre el plano 2 ó por la intersección de ambos planos definiremos los vectores siguientes:

$$\begin{aligned} {}_1\bar{S}_{12} &= \bar{X}_{12} \times \bar{\omega}_1 \\ {}_2\bar{S}_{12} &= \bar{X}_{12} \times \bar{\omega}_2 \end{aligned}$$

recuérdese que $\bar{X}_{12} = \bar{\omega}_2 \times \bar{\omega}_1$

Como se ve en la fig. 13, ${}_1\bar{S}_{12}$ es un vector en el plano 1 y perpendicular a la línea de intersección \bar{X}_{12} y ${}_2\bar{S}_{12}$ es un vector en el plano 2 perpendicular a la línea de intersección \bar{X}_{12}

El deslizamiento ocurrirá por la línea de intersección si se satisfacen simultáneamente las siguientes desigualdades:

$$\begin{aligned} \bar{R} \cdot {}_1\bar{S}_{12} &> 0 \\ \bar{R} \cdot {}_2\bar{S}_{12} &> 0 \end{aligned}$$

$\epsilon_x < \alpha$ si $0 < \alpha < \pi$ y $\epsilon_x < \delta$ si $\alpha = \pi$

donde $\epsilon_x = \tan^{-1} \left(\frac{X_{12z}}{X_{12y}} \right)$

X_{12z} y X_{12y} son las componentes \bar{z} y X del vector \bar{X}_{12}
si $\bar{R} \cdot {}_1\bar{S}_{12} > 0$, significa que la resultante \bar{R} tiene compo-
nentes sobre el plano 1 y con dirección (90°) hacia la -
línea de intersección. si $\bar{R} \cdot {}_2\bar{S}_{12} > 0$, la \bar{R} tiene compo-
nentes sobre el plano 2 y en dirección perpendicular a -
la línea de intersección.

Las desigualdades de ϵ_x , α y δ , determinan si la cuña --
tiene "salida" al exterior del talud.

Para que el deslizamiento ocurra solo sobre el plano 1 -
deben satisfacerse las siguientes desigualdades

$\bar{R} \cdot \bar{\omega}_1 > 0 \Rightarrow$ (garantiza el contacto entre la cu-
ña y el plano 1)

$\bar{R} \cdot {}_1\bar{S}_{12} < 0 \Rightarrow$ (no tiende a la intersección)

Para que el deslizamiento ocurra solo sobre el plano 2 -
deben satisfacerse

$\bar{R} \cdot \bar{\omega}_2 < 0 \Rightarrow$ (garantiza el contacto entre cu-
ña y planos)

$\bar{R} \cdot {}_2\bar{S}_{12} < 0 \Rightarrow$ (no tiende a irse hacia la inter-
sección)

4.2 Cálculo del factor de seguridad.

Una vez que se determina el modo de deslizamiento proce-
deremos a estimar el factor de seguridad.

Si el deslizamiento ocurre solo sobre el plano 1 ó solo
sobre el 2 el F.S. se calcula solo sobre un plano.

Plano 1

$$F.S. = \frac{N_1 \text{ Tan } \phi_1}{T_1} = \frac{(\bar{R} \cdot \bar{\omega}_1) \text{ Tan } \phi_1}{T_1}$$

$$\bar{T}_1 = \bar{R} - (\bar{R} \cdot \bar{\omega}_1) \bar{\omega}_1 = T_{1x} \bar{i} + T_{1y} \bar{j} + T_{1z} \bar{k}$$

$$F.S. = \frac{(\bar{R} \cdot \bar{\omega}_1) \text{ Tan } \phi_1}{(T_{1x}^2 + T_{1y}^2 + T_{1z}^2)^{1/2}}$$

que puede escribirse

$$F.S. = \frac{\text{Tan } \phi_1 (R_x \omega_{1x} + R_y \omega_{1y} + R_z \omega_{1z})}{((R_y \omega_{1z} - R_z \omega_{1y})^2 + (R_z \omega_{1x} - R_x \omega_{1z})^2 + (R_x \omega_{1y} - R_y \omega_{1x})^2)^{1/2}}$$

Para el plano 2

$$F.S. = \frac{N_2 \text{ Tan } \phi_2}{T_2} = \frac{-(\bar{R} \cdot \bar{\omega}_2) \text{ Tan } \phi_2}{T_2}$$

el signo (-) se debe a la dirección del vector unitario normal, $\bar{\omega}_2$

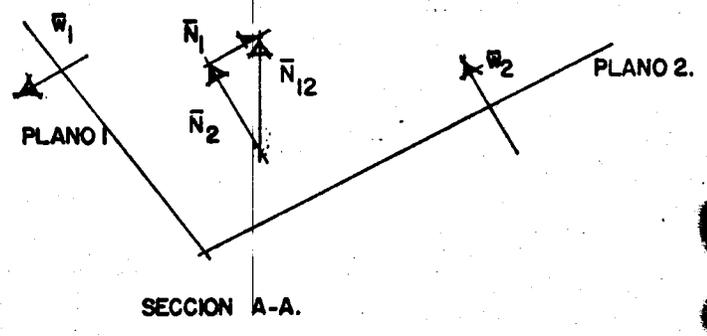
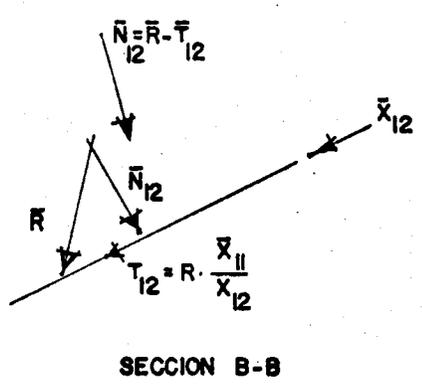
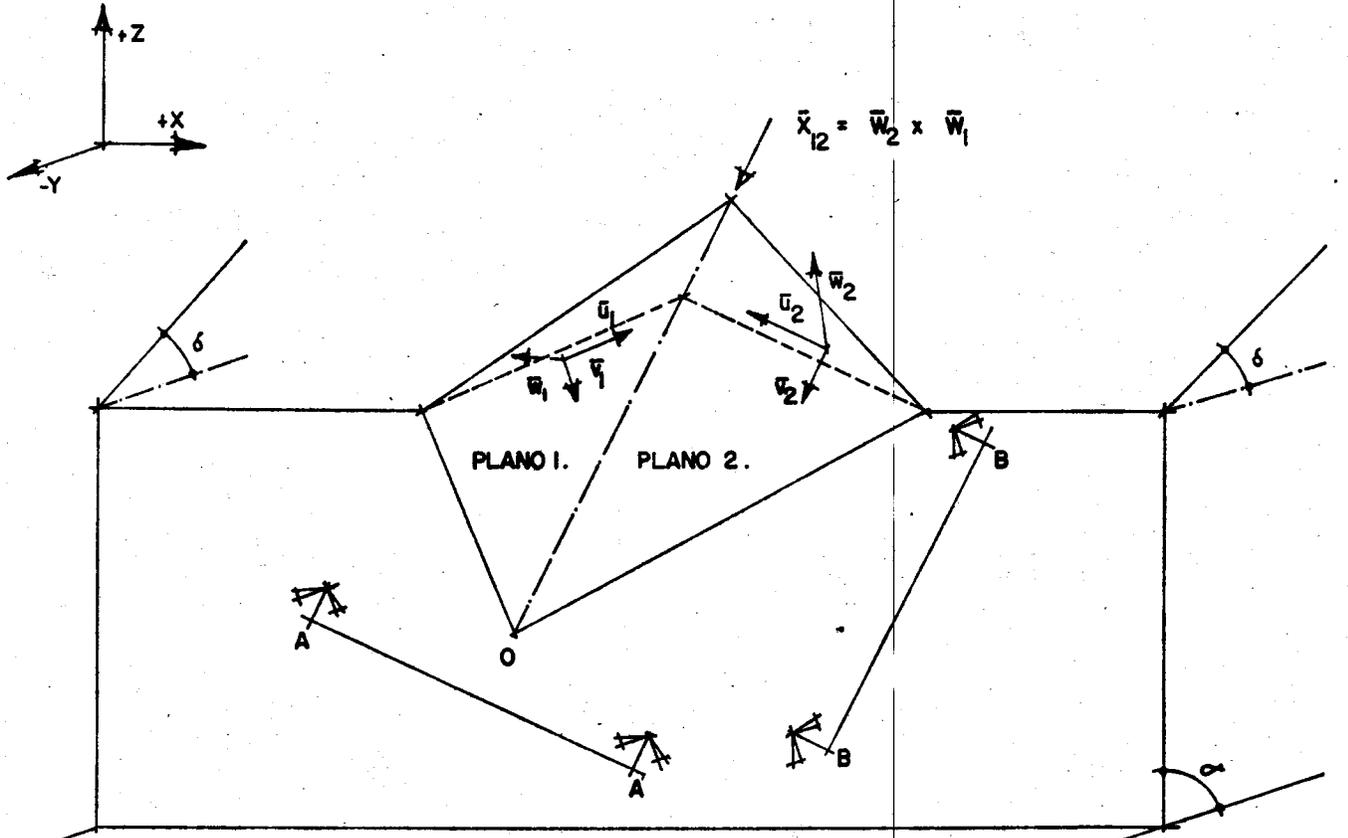
$$F.S. = \frac{\text{Tan } \phi_2 (-R_x \omega_{2x} - R_y \omega_{2y} - R_z \omega_{2z})}{((R_y \omega_{2z} - R_z \omega_{2y})^2 + (R_z \omega_{2x} - R_x \omega_{2z})^2 + (R_x \omega_{2y} - R_y \omega_{2x})^2)^{1/2}}$$

si las pruebas cinemáticas se satisfacen para que el deslizamiento tome lugar por la línea de intersección el factor de seguridad se calcula de la siguiente forma:

El primer paso es calcular la magnitud de la fuerza motora - T_{12} fig. 14, en dirección del deslizamiento

$$T_{12} = \frac{\bar{R} \cdot \bar{X}_{12}}{X_{12}}$$

Fig. 14



El vector \bar{T}_{12} en dirección de \bar{X}_{12} es:

$$\bar{T}_{12} = \frac{T_{12} \bar{X}_{12}}{X_{12}}$$

Es conveniente definir el vector \bar{N}_{12} , normal a la línea de intersección

$$\bar{N}_{12} = \bar{R} - \bar{T}_{12}$$

para evaluar la resistencia por fricción sobre los planos 1 y 2 es necesario determinar las componentes \bar{N}_1 y N_2 de \bar{N}_{12} actuantes sobre los planos 1 y 2 normalmente. fig. 14

$$N_1 \bar{\omega}_1 + N_2 (-\bar{\omega}_2) = \bar{N}_{12}$$

donde N_1 y N_2 representan las magnitudes de \bar{N}_1 y \bar{N}_2 respectivamente.

así pues

$$N_1 \omega_{1x} - N_2 \omega_{2x} = N_{12x}$$

$$N_1 \omega_{1y} - N_2 \omega_{2y} = N_{12y}$$

$$N_1 \omega_{1z} - N_2 \omega_{2z} = N_{12z}$$

Para determinar N_1 y N_2 basta con resolver simultáneamente 2 de las tres ecuaciones anteriores. La ecuación no utilizada puede servir para checar la solución.

Una vez determinados N_1 y N_2

$$F S = \frac{N_1 \text{Tan } \phi_1 + N_2 \text{Tan } \phi_2}{T_{12}}$$

Cálculo del factor de seguridad contra rotación.

Además de lo previamente investigado sobre los movimientos por deslizamiento, la cuña de deslizamiento OBCD puede rotar alrededor de las rectas OC u OD, o alrededor de ejes que pasan por el punto perpendiculares a los planos 1 y 2, cuando la carga resultante ejerce un momento de volteo alrededor de estos ejes (fig. 15). Aunque todos los modos de falla mencionados son posibles, bajo condiciones normales los ejes más probables de rotación son \bar{d}_{10} y \bar{d}_{20} (fig. 15) por lo tanto se tratará únicamente el problema de rotación alrededor de estos dos ejes. El análisis por rotación alrededor de \overline{OC} , \overline{OD} , \bar{d}_{1B} o \bar{d}_{2B} es similar y no se tratará aquí.

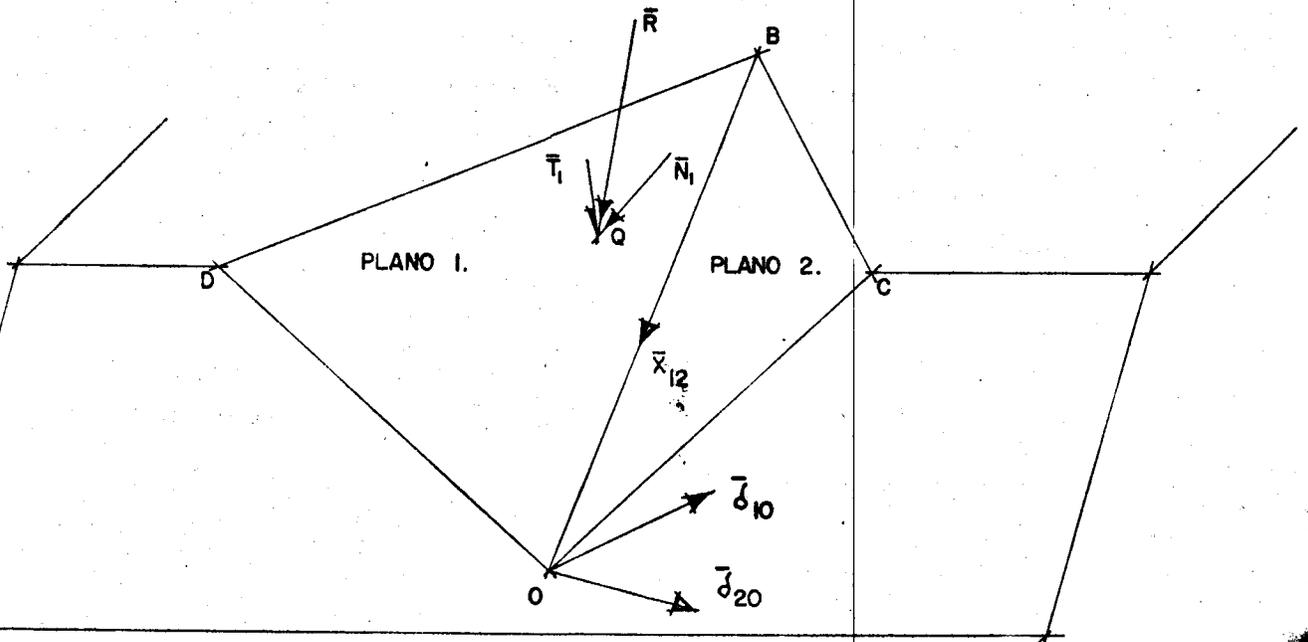
Los ejes de rotación \bar{d}_{10} y \bar{d}_{20} pasan por O y son perpendiculares a los planos 1 y 2, respectivamente. En una rotación, digamos alrededor del eje \bar{d}_{10} , todos los puntos de la cuña en la zona del área ODB se mueven paralelos al plano 1 mientras que la superficie OCB de la cuña de roca se separa del plano 2.

Las ecuaciones de los ejes \bar{d}_{10} y \bar{d}_{20} se obtienen como sigue:

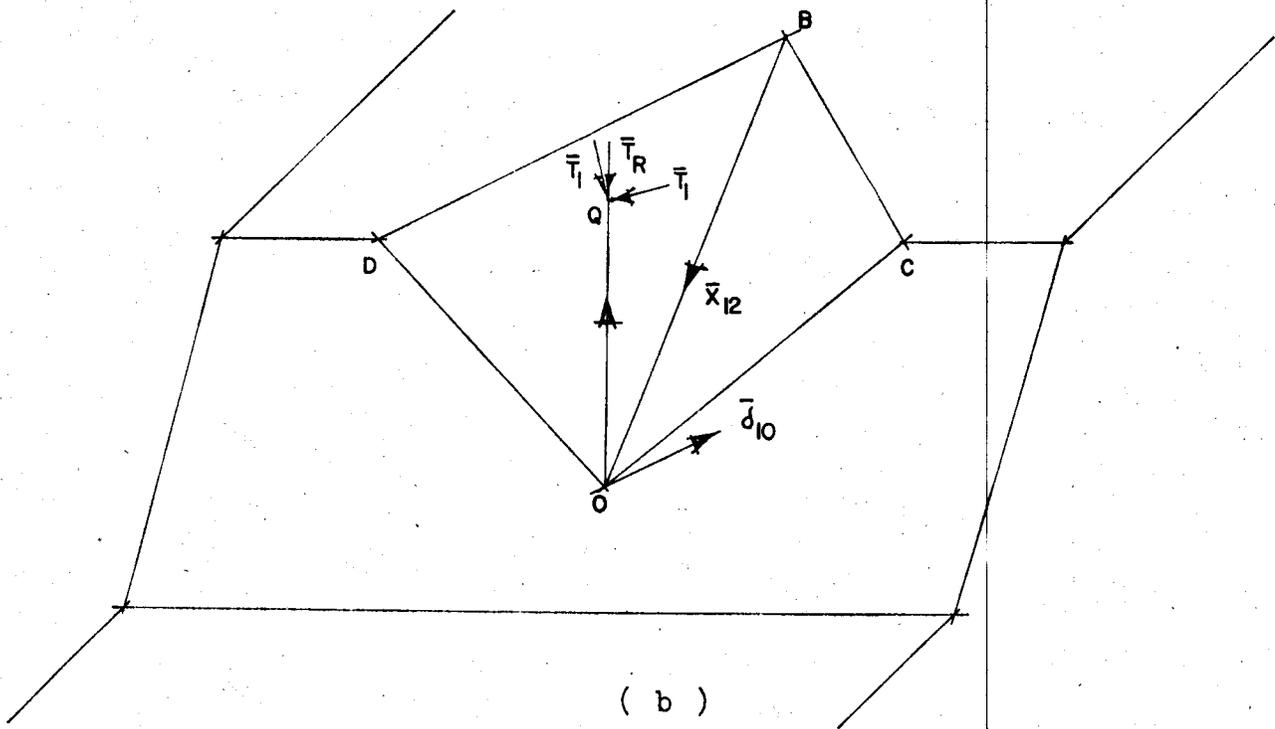
$$\bar{d}_{10} = \bar{w}_1$$

$$\bar{d}_{20} = -\bar{w}_2$$

Fig. 15



(a)



(b)

En los análisis por rotación, es necesario conocer los puntos de aplicación de las diversas fuerzas actuantes sobre la cuña de roca OBCD, de tal forma que pueda obtenerse el punto de aplicación I de la resultante \bar{R} (fig. 16). El peso W actúa verticalmente hacia abajo pasando por el centro de gravedad S de la cuña, como se muestra en la fig. 16. El vector OS , como se indica en la fig. 16, puede ser obtenido de consideraciones geométricas como:

$$\overline{OS} = 1/4 (\overline{OD} + \overline{OC} + \overline{OB})$$

en donde los vectores \overline{OD} , \overline{OC} y \overline{OB} están dados por las siguientes ecuaciones :

$$\overline{OD} = \left(\frac{h_1}{\tan \alpha \tan \beta_1} - \frac{h_1}{\tan \gamma_1 \sin \beta_1}, \frac{h_1}{\tan \alpha}, h_1 \right)$$

$$\overline{OC} = \left(\frac{h_1}{\tan \alpha \tan \beta_1} - \frac{h_1}{\tan \gamma_2 \sin \beta_2}, \frac{h_1}{\tan \alpha}, h_1 \right)$$

$$\overline{OB} = \frac{\tan \alpha - \tan \epsilon_x}{\tan \epsilon_x - \tan \delta} \cdot \frac{\tan \delta}{\tan \alpha} \cdot h_1$$

en donde $h_1, h_2, \alpha, \epsilon, \gamma_1, \beta_1, \gamma_2$ y β_2 se definen en la fig. 17

El peso de la cuña de roca se puede determinar a partir de su volumen V , el cual está dado por:

$$V = \frac{1}{6} |\overline{DB'} \times \overline{DC}| (h_1 + h_2)$$

en donde:

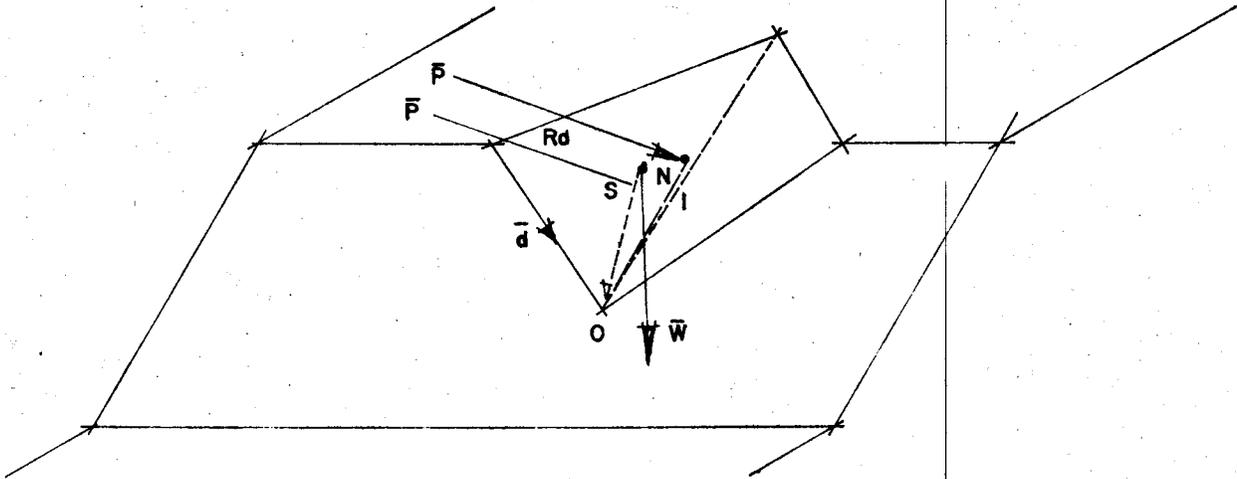


Fig. 16 Momento causado por dos fuerzas con diferente punto de aplicación.

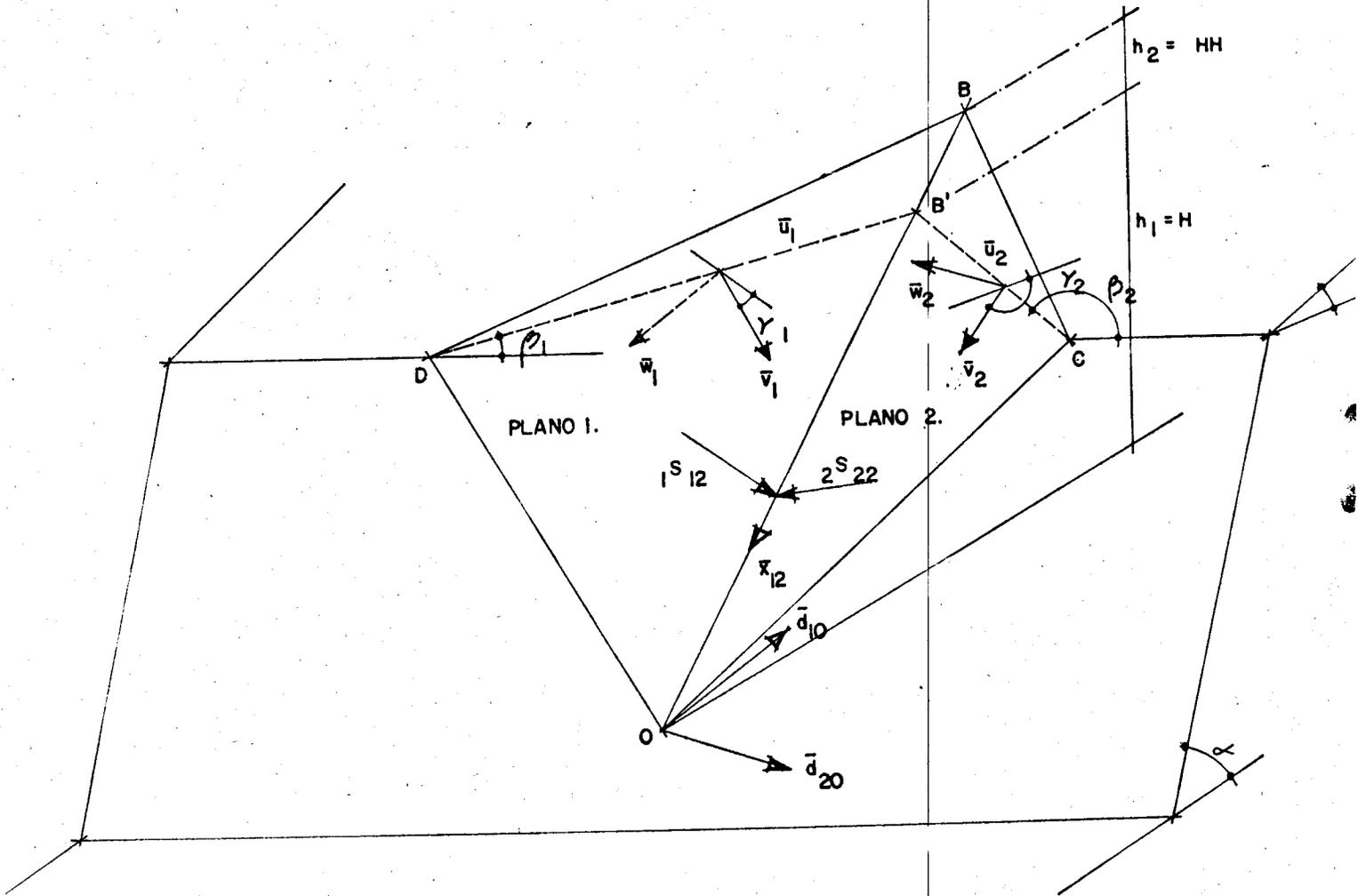


Fig. 17

$$\overline{DC} = \overline{OC} - \overline{OD}$$

$$\overline{DB'} = \overline{OB'} - \overline{OD}$$

$$\overline{OB} = \frac{\bar{x}_{12}}{x_{12z}} h_1$$

Para que sea posible una rotación alrededor del eje \bar{d}_{10} , lo resultante \bar{R} debe tener una componente escalar positiva de momento alrededor de los ejes \bar{x}_{12} y \bar{d}_{10} , como se indica a continuación:

$$M_x = \text{momento de } \bar{R} \text{ alrededor de } \bar{x}_{12} = \bar{x}_{12} (\overline{O1} \times \bar{R}) > 0$$

$$M_{d_{10}} = \text{momento de } \bar{R} \text{ alrededor de } \bar{d}_{10} = d_{10} (\overline{O1} \times \bar{R}) > 0$$

De manera similar, los momentos de \bar{R} alrededor de los ejes \bar{x}_{12} y \bar{d}_{20} tienen que satisfacer las siguientes ecuaciones:

$$M_x = \bar{x}_{12} \cdot (\overline{O1} \times \bar{R}) < 0$$

$$M_{d_{20}} = \bar{d}_{20} \cdot (\overline{O1} \times \bar{R}) > 0$$

Si ocurre rotación alrededor del eje d_{20} :

$$M_x = \bar{x}_{12} \cdot (\overline{O1xR}) < 0$$

y

$$M_{d_{20}} = \bar{d}_{20} \cdot (\overline{O1xR}) > 0$$

Además unas cuantas condiciones cinemáticas deben cumplirse, las cuales dependen de la magnitud de los ángulos η , k_{10} y k_{20} , que

se definen como sigue:

$$\eta = \text{ángulo formado entre los planos } 1 \text{ y } 2$$

$$= \cos^{-1} (\bar{w}_1 \bar{w}_2) \quad 0 < \eta < \pi$$

$$k_{10} = \text{DOB} = \cos^{-1} \frac{\overline{OD} \cdot \overline{OB}}{(\overline{OD})(\overline{OB})} \quad 0 < k_{10} < \pi$$

$$k_{20} = \text{COB} = \cos^{-1} \frac{\overline{OC} \cdot \overline{OB}}{(\overline{OC})(\overline{OB})} \quad 0 < k_{20} < \pi$$

El intervalo de variación de los ángulos η , k_{10} y k_{20} para los cuales no es posible una rotación alrededor de los ejes \bar{d}_{10} y \bar{d}_{20} se presenta en la tabla 13.

Los análisis para determinar el factor de seguridad estático para rotaciones alrededor de los ejes \bar{d}_{10} y \bar{d}_{20} son similares, por lo que los detalles del análisis se darán únicamente para el caso de rotación alrededor del eje \bar{d}_{10} .

La resultante \bar{R} se descompone primero en las fuerzas \bar{N}_1 y \bar{T}_1 , en su punto de intersección Q con el plano indicado en la fig. 15 (a).

$$\bar{N}_1 = (\bar{R} \cdot \bar{w}_1) \bar{w}_1$$

y

$$\bar{T}_1 = \bar{R} - \bar{N}_1 \dots \dots \dots (a)$$

La componente tangencial \bar{T}_1 al plano 1 se descompone en las fuerzas \bar{T}_r y \bar{T}_t (fig. 15 (b)). La fuerza \bar{T}_r tiene la dirección del vector \overline{QO} y la fuerza \bar{T}_t tiene la dirección de la tangente a la rotación que Q realiza en el caso de una rotación alrededor de \bar{d}_{10} . La fuerza \bar{T}_t es entonces la única componente de carga que ocasiona un momento de volteo alrededor del eje \bar{d}_{10} . La descomposición de la fuerza \bar{T}_1 en sus componentes \bar{T}_r y \bar{T}_t se hace de la siguiente forma:

$$\bar{T} = \bar{T}_r + \bar{T}_t = c_1 (-\overline{OQ}) + c_2 (\overline{OQ} \times \bar{w}_1) \dots \dots \dots (b)$$

TABLA 13. Rango de los ángulos η , k_{10} y k_{20} para los cuales la rotación es cinemáticamente imposible

Eje de Rotación \bar{d}_{10}			
η	k_{10}	k_{20}	Condición Suplementaria
$0 < \eta < \pi$	$> \pi/2$	$> \pi/2$	-
$0 < \eta < \pi$	$< \pi/2$	$> \pi/2$	-
$\eta < \pi/2$	$> \pi/2$	$< \pi/2$	$\frac{\text{Tan } k_{20}}{\text{Tan } (\pi - k_{10})} > \text{sec } (\pi - \eta)$

Eje de Rotación \bar{d}_{20}			
η	k_{10}	K_{10}	Condición Suplementaria
$0 < \eta < \pi$	$> \pi/2$	$> \pi/2$	-
$0 < \eta < \pi$	$> \pi/2$	$< \pi/2$	-
$\eta < \pi/2$	$< \pi/2$	$> \pi/2$	$\frac{\text{Tan } K_{10}}{\text{Tan } (\pi - K_{20})} \text{Sec } (\pi - \eta)$

En la ec. (b) $-\overline{OQ}$ y $\overline{OQ} \times \overline{w}_1$ son vectores en la dirección de \overline{T} y T . Al igualar las componentes x, y y z de \overline{T}_1 a las dadas por las ecs. (a) y (b) se obtienen los valores de los coeficientes c_1 y c_2 . Con esto se obtienen 3 ecuaciones para las dos incógnitas c_1 y c_2 y por lo tanto una de estas ecuaciones se puede emplear para comprobar los valores obtenidos de c_1 y c_2 . Conociendo c_1 y c_2 , \overline{T}_r y \overline{T}_t se obtienen como sigue:

$$\overline{T}_r = -c_1 \overline{OQ}$$

$$\overline{T}_t = c_2 (\overline{OQ} \times \overline{w}_1)$$

La magnitud del momento de volteo $M_{d_{10}}$ se obtiene con la siguiente relación:

$$M_{d_{10}} = T_t \cdot OQ$$

La magnitud del momento resistente de la fuerza de fricción sobre el plano 1 debido a la componente normal \overline{N}_1 se obtiene como:

$$M_{rd_{10}} = N_1 \tan \phi_1 OQ$$

El factor de seguridad por rotación se obtiene del cociente del momento resistente entre el momento de volteo

$$\text{F.S. (en contra de rotación)} = \frac{N_1 \tan \phi_1 OQ}{T_t OQ} = N_1 \tan \phi_1 / T_t$$

El factor de seguridad por rotación alrededor del eje \overline{d}_{20} puede obtenerse de manera similar. Los momentos $M_{d_{10}}$ y $M_{d_{20}}$ son a menudo negativos y en estos casos únicamente la estabilidad por deslizamiento necesita analizarse.

Ejemplos:

1. Revise las condiciones de estabilidad de un talud en Roca con rumbo E-W. Los restantes datos del talud se muestran en la figura. El talud buza al sur.

altura del talud 12.5 m
peso volumétrico de la cuña 2.65
Ton/m³

El talud está cruzado por
dos fallas

falla A rumbo N 4°W ; $\phi = 40^\circ$
 echado 59°SW

falla B rumbo N 54°E ; $\phi = 20^\circ$
 echado 62°SE

- a) si estas fallas forman cuña, dicha cuña solo está sometida a la acción de su peso propio.

$$|\bar{r}_1| = 1$$

$$\bar{r}_1 = -\bar{w}_1 \cdot \cos \theta_1 - \frac{\bar{x}_{12}}{|\bar{x}_{12}|} \sin \theta_1$$

$$|\bar{r}_2| = 1$$

$$\bar{r}_2 = \bar{w}_2 \cdot \cos \theta_2 - \frac{\bar{x}_{12}}{|\bar{x}_{12}|} \sin \theta_2$$

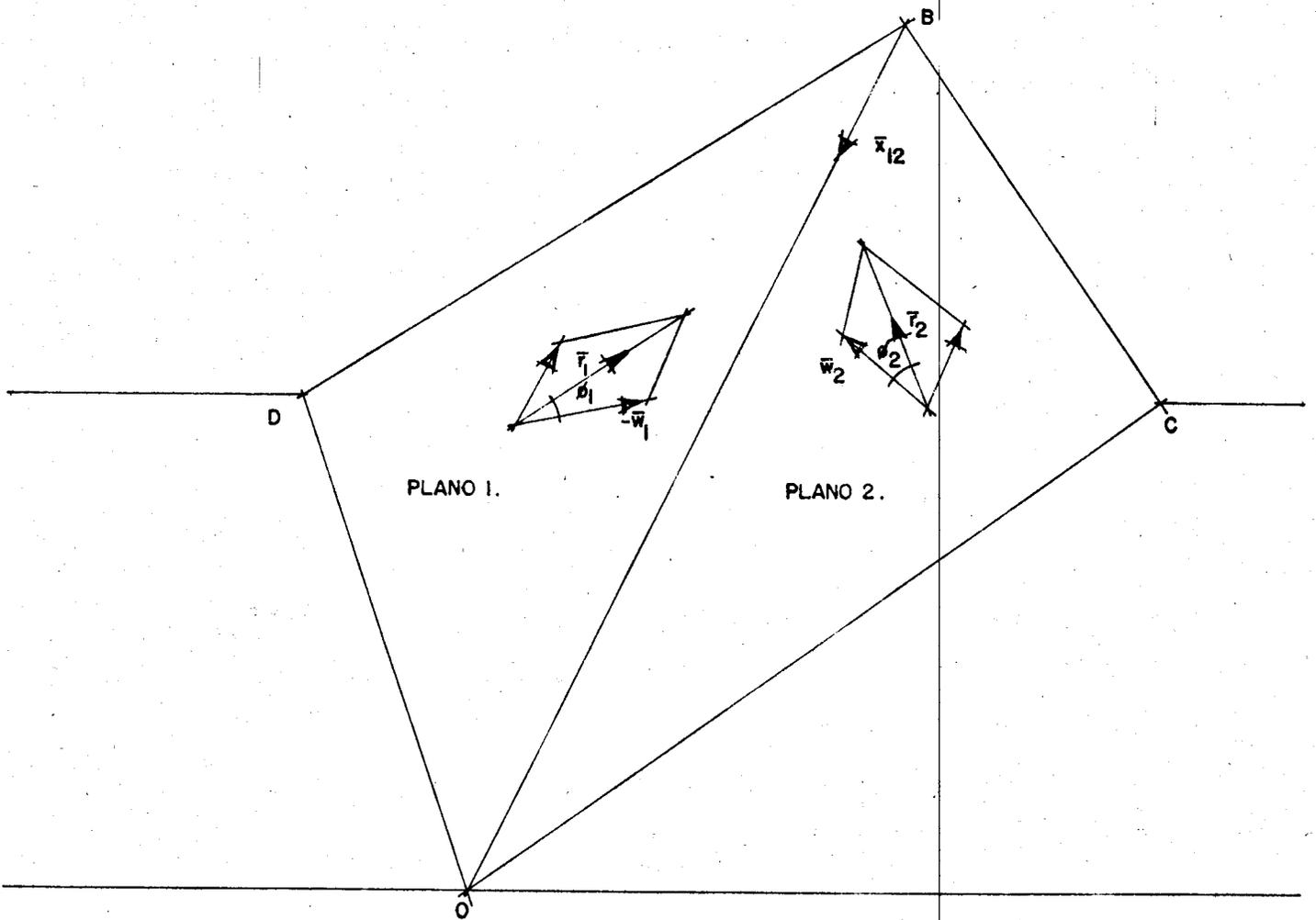
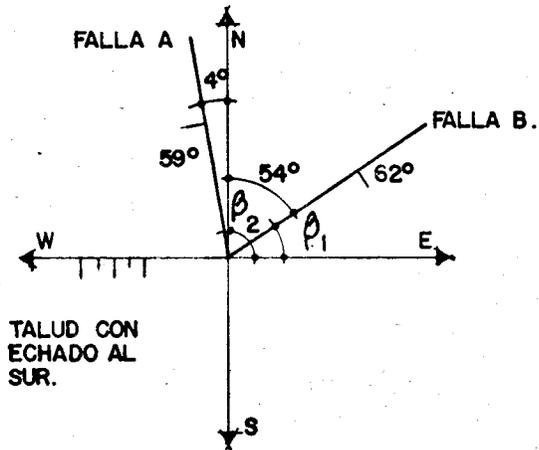


Fig. 18

Solución:

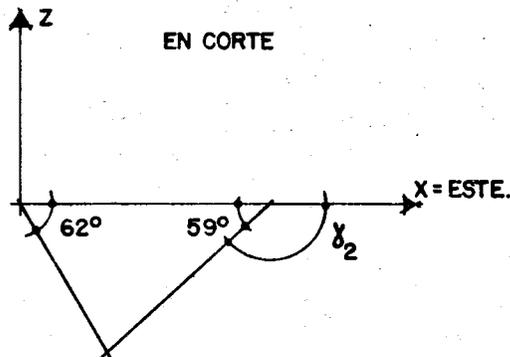
Primero se debe determinar a que falla le debemos llamar plano 1 y a cuál plano 2.



puesto que β se mide con -- respecto al eje X positivo, y en este caso coincide con el ESTE y puesto que el plano 1 será aquel cuyo β sea el menor

tenemos

$$\beta_1 = 36^\circ; \quad \beta_2 = 94^\circ$$



$$\gamma_1 = 62^\circ$$

$$\gamma_2 = 121^\circ$$

es decir; el plano 1 resulta ser la falla B y el plano 2 resulta ser la falla A

Cálculo de u , v y w para los planos 1 y 2

$$\bar{u}_1 = (0.809, 0.588, 0.000)$$

$$\bar{v}_1 = (0.276, -0.380, -0.883)$$

$$\bar{w}_1 = (0.519, 0.714, -0.469)$$

$$\bar{u}_2 = (-0.069, 0.998, 0.000)$$

$$\bar{v}_2 = (-0.514, -0.036, -0.857)$$

$$\bar{w}_2 = (-0.855, -0.060, 0.515)$$

a continuación se deben conocer el posible modo de falla ---
(4.1)

como sólo actúa peso propio $\therefore \bar{R} = (0, 0, -w)$

$$\bar{R} \cdot \bar{\omega}_1 = 0.469W > 0$$

$$\bar{R} \cdot \bar{\omega}_2 = -0.515W < 0$$

se deduce que la cuña se mantiene en contacto con ambos planos.

Determinemos ahora el vector \bar{X}_{12} , ${}_1\bar{S}_{12}$ y ${}_2\bar{S}_{12}$

$$\bar{X}_{12} = \bar{\omega}_2 \times \bar{\omega}_1$$

$$= (-0.340, -0.669, -0.642)$$

$$X_{12} = 0.987$$

$${}_1\bar{S}_{12} = \bar{X}_{12} \times \bar{\omega}_1 = (0.722, 0.172, -0.590)$$

$${}_2\bar{S}_{12} = \bar{X}_{12} \times \bar{\omega}_2 = (-0.383, 0.725, -0.551)$$

$$\bar{R} \cdot {}_1\bar{S}_{12} = 0.590W > 0$$

$$\bar{R} \cdot {}_2\bar{S}_{12} = 0.551W > 0$$

$$\epsilon_x = \text{Tan}^{-1} \left(\frac{X_{12z}}{X_{12y}} \right) = \text{Tan}^{-1} \left(\frac{-0.642}{-0.669} \right)$$

$$\epsilon_x = 43.82^\circ$$

como $\delta < \epsilon_x < \alpha$ y $0 < \alpha < \pi$

y como $\bar{R} \cdot {}_1\bar{S}_{12} > 0$ y $\bar{R} \cdot {}_2\bar{S}_{12} > 0$ se concluye que el deslizamiento es cinemáticamente admisible y que éste tiene a ocurrir por la línea de intersección.

$$T_{12} = \frac{\bar{R} \cdot \bar{X}_{12}}{X_{12}} = \frac{0.642W}{0.987}$$

$$= 0.650W$$

$$\bar{T}_{12} = 0.650W \frac{\bar{X}_{12}}{\bar{X}_{12}} = (-0.223W, -0.440W, -0.420W)$$

$$\begin{aligned} \bar{N}_{12} &= \bar{R} - \bar{T}_{12} = (0.223W, 0.440W, -0.580W) \\ &= N_1 \bar{\omega}_1 + N_2 (-\bar{\omega}_2) \\ &= N_1 (-0.519, 0.714, -0.469) + \\ &\quad + N_2 (0.855, 0.060, -0.515) \end{aligned}$$

Resolviendo tenemos $N_1 = 0.565W$

$$N_2 = 0.605W$$

$$\begin{aligned} \therefore \text{F.S.} &= \frac{N_1 \tan \phi_1 + N_2 \tan \phi_2}{T_{12}} \\ &= \frac{0.565W \tan 20^\circ + 0.605W \tan 40^\circ}{0.650W} \end{aligned}$$

F.S. = 1.10

Revisaremos ahora las condiciones en las que se encuentra la cuña en cuanto a su estabilidad contra rotación.

$$\bar{OD} = (-0.404 h_1, 0.364 h_1, 1.000)$$

$$OD = 1.138 h_1$$

$$\bar{OC} = (0.577h_1, 0.364h_1, 1.000h_1)$$

$$OC = 1.21h_1$$

$$\bar{OB} = (0.740h_1, 1.456h_1, 1.397h_1)$$

$$OB = 2.149h_1$$

$$\bar{OS} = (0.228h_1, 0.547h_1, 0.850h_1)$$

para efectuar las pruebas cinemáticas para rotación, es necesario calcular los ángulos K_{10} , K_{20} y η

$$K_{10} = \cos^{-1} \frac{\overline{OD} \cdot \overline{OB}}{(\overline{OD})(\overline{OB})} = \cos^{-1} \left(\frac{1.628}{2.4455} \right) = \cos^{-1} (0.6656) = 48.26^\circ < \frac{\pi}{2}$$

$$K_{20} = \cos^{-1} \frac{\overline{OC} \cdot \overline{OB}}{(\overline{OC})(\overline{OB})} = \cos^{-1} \left(\frac{2.3539}{2.60} \right) = \cos^{-1} (0.905) = 25.14^\circ < \frac{\pi}{2}$$

$$\eta = \cos^{-1} (\overline{\omega}_1 \times \overline{\omega}_2) = 80.9^\circ < \frac{\pi}{2} \quad \text{Vea tabla 13}$$

$$M_x = \overline{X}_{12} \cdot (\overline{OI} \times \overline{R})$$

$$= X_{12} \cdot (\overline{OS} \times \overline{R}) = 0.03Wh_1 > 0$$

Los valores de K_{10} , K_{20} , η y M_x establecen condiciones para que la rotación sea cinemáticamente posible alrededor del eje d_{10} ; sin embargo, la rotación de la cuña solo puede ocurrir si $Md_{10} > 0$

$$d_{10} = -\overline{\omega}_1 = (0.519, -0.714, 0.469)$$

$$\overline{OI} = \overline{OS} = (0.228h_1, 0.547h_1, 0.850h_1)$$

$$Md_{10} = \overline{d}_{10} \cdot (\overline{OI} \times \overline{R})$$

$$= -0.446Wh_1 < 0; \quad Md_{20} = -0.453Wh_1$$

Por lo tanto la rotación alrededor de \overline{d}_{10} no ocurre

Continuando con el problema, revisaremos ahora las condiciones dinámicas.

El vector \overline{r}_1 en dirección de la Reacción de la resultante sobre el plano 1 vale

$$\overline{r}_1 = (0.605, -0.439, 0.663)$$

y sobre el plano 2

$$\overline{r}_2 = (-0.434, 0.389, 0.810)$$

el vector unitario \bar{n} , en dirección del vector de mínima resistencia dinámica \overline{NW} está dado por

$$\bar{n} = \frac{\bar{r}_1 \times \bar{r}_2}{|\bar{r}_1 \times \bar{r}_2|} = (-0.616, -0.785, 0.046)$$

$$NW = |\bar{R} \cdot \bar{n}| = 0.0455 \text{ W}$$

$$\underline{N = 0.0455}$$

- b) Supongamos ahora el mismo problema anterior pero introduciendo fuerzas de subpresión.

subpresión en el plano 1 = $UP_1 = 100 \text{ Ton}$ (normal al plano 1)

subpresión en el plano 2 = $UP_2 = 100 \text{ Ton}$ (normal al plano 2)

en este problema, $\bar{u}_1, \bar{u}_2, \bar{v}_1, \bar{v}_2, \bar{w}_1, \bar{w}_2$ y \bar{X}_{12} , no cambian, son los mismos que en el problema anterior.

Siguiendo la formulación dada, el volúmen de la cuña resulta según los cálculos siguientes:

$$\overline{OD} = (-5.045, 4.55, 12.50)$$

$$\overline{OC} = (7.211, 4.55, 12.50)$$

$$\overline{OB} = (9.249, 18.201, 17.469)$$

$$\overline{OS} = (2.854, 6.825, 10.617)$$

como $\delta = 20^\circ$; $h_2 =$

recordando que

$$\overline{DC} = \overline{OC} - \overline{OD}$$

$$\overline{OB'} = \frac{\bar{X}_{12}}{X_{12z}} h$$

$$\overline{DB'} = \overline{OB'} - \overline{OD}$$

$$\text{Volumen de la cuña} = V = \frac{1}{6} |\overline{DB'} \times \overline{DC}| (h_1 + h_2)$$

$$V = 302.39 \text{ m}^3$$

$$\begin{aligned} \text{como } \gamma &= 2.65 \text{ Ton/m}^3 & W &= 801.34 \text{ Ton} \\ & & W &= (0, 0, -831.34) \end{aligned}$$

Tomando en cuenta que UP_1 y UP_2 son normales a los planos, tenemos que descomponerlas en x , y y z con el objeto de poder calcular la resultante.

$$\overline{R} = \overline{W} + \overline{UP}_1 + \overline{UP}_2$$

efectuando las operaciones

$$\overline{R} = (-137.41, 65.45, -796.78)$$

Repitiendo los pasos seguidos en el problema anterior se tiene:

la cuña tiende a deslizar por la línea de intersección

$$\underline{F.S = 1.01}$$

Tampoco hay rotación de la cuña:

$$M_x = 817.441; M_{d10} = -3237.043$$

$$M_{d20} = -5774.645$$

En este caso $\underline{N = 0.0031}$

c) Los mismos datos pero:

$$UP_1 = 500 \text{ Ton}$$

$$UP_2 = 500 \text{ Ton}$$

$\bar{u}_1, \bar{u}_2, \bar{v}_1, \bar{v}_2, \bar{w}_1, \bar{w}_2, \bar{X}_{12}, \bar{OD}, \bar{OC}, \bar{OB}, \bar{OS}$ son los mismos.

$$V = 302.39 \text{ m}^3; \gamma = 2.65 \text{ Ton/m}^3; W = (0, 0, -801.34) \text{ Ton}$$

$$\text{En este caso } \bar{R} = (-687.03, 327.26, -778.56)$$

El modo de deslizamiento en este caso difiere de los anteriores.

ahora la cuña tiende a
deslizar por el plano 1 $FS = 0.67$

ésto se debe a que: no se calcula N ya que $FS < 1.0$

$$\bar{R} \cdot \bar{w}_1 > 0$$

$$\bar{R} \cdot \bar{S}_{12} < 0$$

Por otro lado	$K_{10} = 48.26^\circ$	$M_x = 2769.767 > 0$
	$K_{20} = 25.20^\circ$	$M_d = 1702.266 > 0$
	$\eta = 80.84^\circ$	$M_d = -10713.95 < 0$

Por lo que la cuña si tiende a rotar alrededor del eje d_{10}

resolviendo: F.S. contra rotación = 2.45

Vemos pues que el efecto de la subpresión es nocivo para la estabilidad de una cuña de roca. En primer lugar, el factor de seguridad contra deslizamiento se redujo de -- 1.1 a 1.01 en el caso (b) y de 1.1 a 0.67 en el caso (c).

Debe observarse también que la subpresión puede incluso cambiar el modo de deslizamiento como en el caso (c) en el cual la cuña desliza solo sobre el plano 1 en cuyo ca

so el plano 2 no aporta nada de resistencia contra el deslizamiento.

Por último, en el caso c) puede observarse que la subpresión induce la posibilidad de rotación de la cuña.

- d) Supongamos ahora que además de las fuerzas de subpresión de 500 Ton actuando normales al plano 1 y al plano 2, proporcionamos el anclaje siguiente a través de una fuerza Q de 400 Ton.

$$\bar{Q} = (0, 400, 0)$$

es decir una fuerza de anclaje horizontal en dirección -- Norte.

$$\text{en este caso } \bar{R} = \bar{W} + \bar{UP}_1 + \bar{UP}_2 + \bar{Q}$$

$$\bar{R} = (-687.03, 727.26, -778.56)$$

resultante, que es igual a la del caso c) + 400 Ton en la dirección y.

En este caso, el deslizamiento vuelve a tender a ocurrir por la línea de intersección (sobre los dos planos)

Efectuando los cálculos F.S. = 2.01

$$\text{Rotación: } M_x = 3480.353 ; M_{d10} = 34.1 ; M_{d20} = 14933.25$$

n, K_{10}, K_{20} son los mismos

Vemos que a pesar del anclaje de la cuña sigue tendiendo a rotar alrededor del eje \bar{d}_{10} ; sin embargo, el factor de seguridad contra este fenómeno FS rotación = 165.84

como $F.S = 2.01 > 1.0$ entonces si se calcula: $N=0.225$

obsérvese que a pesar de existir fuerzas de subpresión, - el coeficiente N es mayor que en el caso a). El anclaje, generalmente, evita la rotación e incrementa la seguridad contra sismos.

Como un comentario, en la presa Santa Rosa, Jal. se colocó un anclaje en la margen izquierda de 1500 anclas con capacidad de 30 Ton. cada una; ésto es: 45000 Ton. En --- nuestro caso, las 400 toneladas de anclaje podrían proporcionarse con 10 anclas de 40 Ton. c/u.

Por último, como ejercicio, suponga que se proporciona un drenaje eficiente y se evitan las subpresiones y un anclaje de 150 Ton. horizontalmente dirigidas hacia el norte, - calcule el F.S.

Ejercicios

- 1.) Revise las condiciones de estabilidad de un talud en roca cuya orientación es E-W y buza al Sur.

El talud está cruzado por dos fracturas A y B cuyas características de orientación son:

fractura A rumbo: N 73°E
 echado: 60°SE

fractura B rumbo: N 27°E
 echado: 80°SE

$\alpha = 90^\circ$; $\delta = 20^\circ$; $\phi_A = 30^\circ$; $\phi_B = 30^\circ$; $\gamma = 2.70 \text{ Ton/m}^3$
altura 10 m.

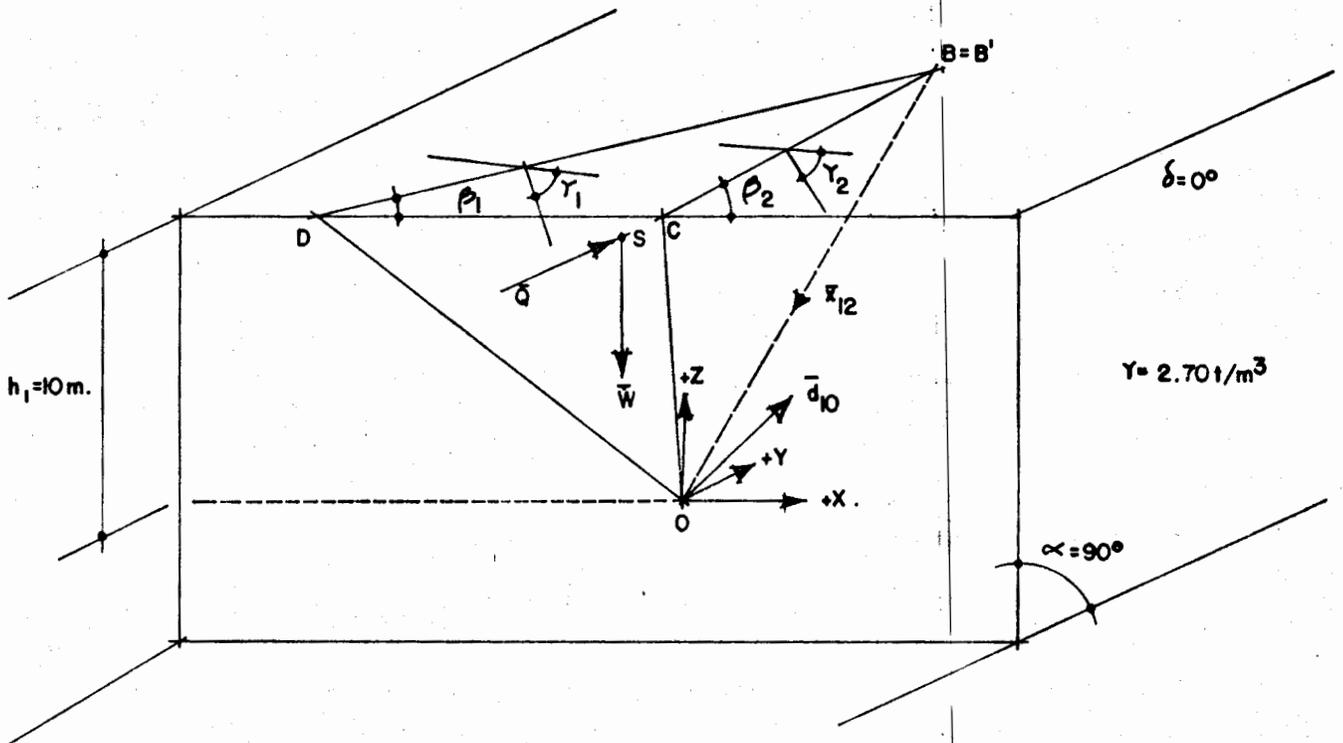


Fig. 19

$$\vec{Q} = (0, 160, 0)$$

$$\vec{W} = (0, 0, -514.49)$$

- 1a) considere solo el peso propio
- 1b) considere peso propio + \bar{Q} (0, 160, 0) anclaje

SOLUCION*: $\beta_1 = 17^\circ$, $\beta_2 = 63^\circ$, $\gamma_1 = 60^\circ$, $\gamma_2 = 80^\circ$

- 1a) tiende a deslizar por la intersección $FS = 0.70$
 tiende a rotar alrededor del eje \bar{d}_{10} FS rotación=0.57

como $FS < 1.0$ no se calcula N
 para comprobación de sus resultados:

$$Vol = 190.55 \text{ m}^3$$

$$W = 514.49 \text{ Ton}$$

- 1b) tiende a deslizar por la intersección $FS = 1.20$
 FS rotación alrededor de $\bar{d}_{10} = 1.46$
 resistencia dinámica $N = 0.0753$

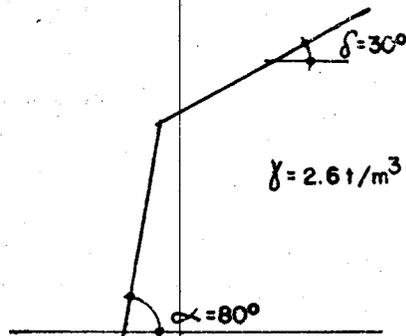
2. Revise las condiciones de estabilidad de un talud E-W ---
 echado al sur $80^\circ = \alpha$

$$\beta_1 = 70^\circ; \beta_2 = 140^\circ$$

$$\gamma_1 = 65^\circ; \gamma_2 = 140^\circ$$

$$\phi_1 = 25^\circ; \phi_2 = 35^\circ$$

$$\alpha = 80^\circ; \delta = 30^\circ$$



- a) solo actúa el peso propio

Solución (ref. 5):

La cuña tiende a deslizar por
 el plano 2 $FS = 0.83$

No hay rotación

* Los resultados presentados fueron calculados con el programa ECRA2, ref. 5.

b) actúa peso propio + \bar{Q} (0,250,0)

Solución: Volumen cuña = 10952.98 m³
peso cuña = 28477.74 Ton.

$$\bar{R} = (0,250, -28477.74)$$

deslizamiento sobre plano 2; FS = 0.85

No hay rotación.

Nótese que debido al peso de la cuña, el anclaje de ---
250 Ton. casi no mejora el F.S. ya que 250 Ton. es peque-
ño comparado contra 28477.74 Ton.

En todos los ejercicios anteriores hemos hecho coincidir
por conveniencia, el eje X y el Este de tal forma que el
eje Y va hacia adentro del talud y además coincide con -
el Norte. De esta forma estamos de acuerdo con la con--
vención adoptada.

El general los taludes no coinciden con el rumbo E-W por
eso se presenta el siguiente ejercicio.

Calcule los valores de β_1 , β_2 , γ_1 , γ_2 a partir de los -
datos siguientes:

Rumbo del talud: S60°E

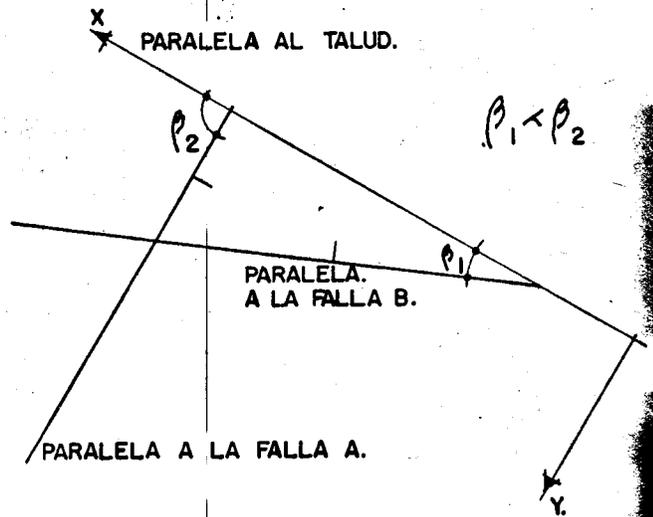
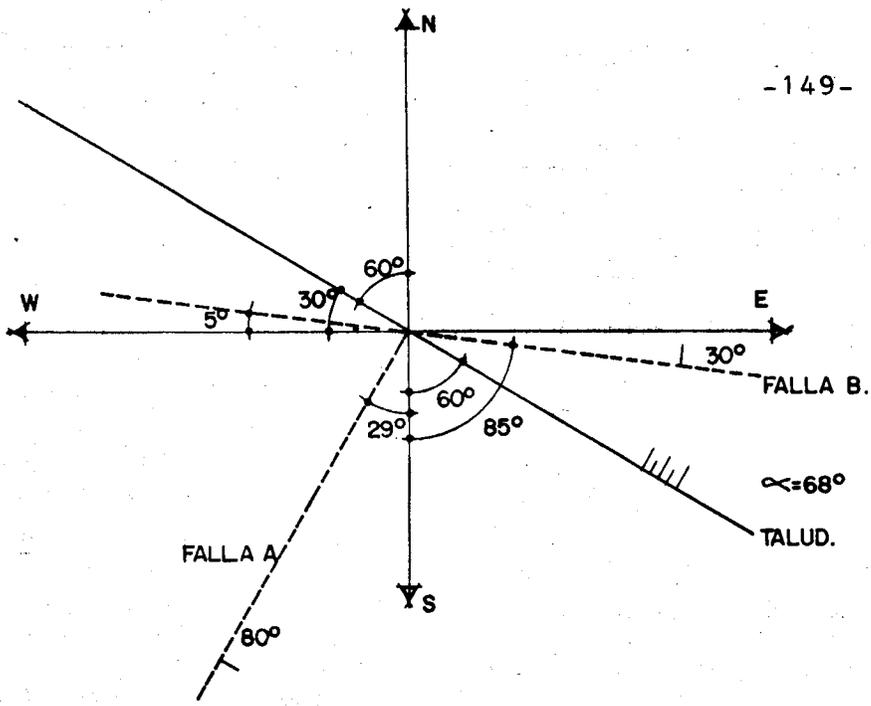
echado del talud: NE68°

rumbo de una falla A: S29°W

echado de la falla A: SE80°

rumbo de una falla B: S85°E

echado 30°NE



EJERCICIOS PROPUESTOS (TABLA 14)

En los siguientes análisis suponga para todos los casos que el rumbo del talud es E-W con buzamiento al sur. Los resultados se presentan en la tabla 15.

CASO	β_1^0	β_2^0	γ_1^0	γ_2^0	ϕ_1^0	ϕ_2^0	α^0	δ^0	Q_x (Ton)	Q_y (Ton)	Q_z (Ton)	UP_1 (Ton)	UP_2 (Ton)	H	γ Ton/m ³
1	25	91	30	100	40	30	60	0	0	0	0	0	0	-	-
2	80	150	60	170	35	35	75	50	0	0	0	0	0	-	-
3	40	145	30	150	20	20	85	25	0	0	0	0	0	-	-
4	46	140	35	130	35	45	90	15	0	0	0	0	0	-	-
5	46	140	35	130	35	45	90	15	0	0	0	0	460	7.5	2.60
6	46	140	35	130	35	45	90	15	0	200	0	0	460	7.5	2.60
7	80	135	70	160	50	40	75	25	0	0	0	0	0	-	-
8	14	100	38	130	42	30	60	20	0	0	0	0	0	-	-
9	5	89	60	91	30	60	70	40	0	0	0	0	0	-	-
10	26	131	50	100	40	40	90	40	0	0	0	0	0	-	-
11	26	131	50	100	40	40	90	40	0	1000	0	0	0	12.0	2.5
12	55	175	73	135	50	50	60	28	0	706	-408	0	0	44	2.5
13	55	155	73	145	50	50	60	28	0	322	-186	0	0	44	2.5
14	155	175	145	135	50	50	60	28	0	388	-224	0	0	44	2.5
15	46	131	50	130	30	30	90	40	0	0	0	0	0	-	-
16	46	131	50	130	40	40	90	40	0	0	0	0	0	-	-
17	26	131	50	130	40	40	90	40	0	0	0	0	0	-	-
18	26	151	50	130	40	40	90	40	0	0	0	0	0	-	-
19	55	98	73	105	50	50	60	28	0	0	0	0	0	-	-
20	130	175	45	135	50	50	60	28	0	0	0	0	0	-	-
21	98	175	105	135	50	50	60	28	0	0	0	0	0	-	-
22	110	175	26	135	50	50	60	28	0	0	0	0	0	-	-
23	98	155	105	145	50	50	60	28	0	0	0	0	0	-	-
24	110	130	26	45	50	50	60	28	0	90	-52	0	0	44	2.5
25	17	63	60	80	30	30	90	0	0	0	0	0	0	-	-

Resultados de los ejercicios propuestos en la tabla 14.

T A B L A 15

CASO	Modo de deslizamiento	F.S. contra deslizamiento	Rotación alrededor del eje	F.S. contra rotación	(dinámico) N
1	Por la intersección	1.91	d ₁₀	6.80	0.2843
2	sobre el plano 2	3.97	d ₂₀	4.57	0.4351
3	sobre el plano 2	0.63	d ₂₀	1.13	-
4	por la intersección	1.40	no hay rotación	-	0.1478
5	sobre el plano 1	0.87	d ₁₀	2.50	-
6	por la intersección	1.23	d ₁₀	6.48	0.0669
7	sobre el plano 2	2.31	d ₂₀	2.34	0.4455
8	por la intersección	1.43	d ₁₀	18.57	0.1679
9	por la intersección	0.46	d ₁₀	0.61	-
10	sobre el plano 1	0.70	d ₁₀	2.1	-
11	por la intersección	1.41	d ₁₀	29.67	0.1640
12	por la intersección	1.12	d ₂₀	1.58	0.05
13	sobre el plano 2	1.71	d ₂₀	8.45	0.2397
14	por la intersección	6.71	d ₂₀	1.36	0.4489
15	por la intersección	0.87	d ₁₀	0.84	-
16	por la intersección	1.26	d ₁₀	1.22	0.1156
17	por la intersección	1.001	no hay rotación	-	0.0016
18	por la intersección	0.85	no hay rotación	-	-
19	por la intersección	2.09	no hay rotación	-	0.3000
20	por el plano 2	1.19	no hay rotación	-	0.5967
21	por la intersección	1.14	d ₂₀	-	0.0429
22	sobre el plano 2	1.19	no hay rotación	-	0.557
23	sobre el plano 2	1.70	no hay rotación	-	0.318
24	intersección	11.06	no hay rotación	-	0.45
25	intersección	0.73	d ₁₀	0.58	0.45

recuerde que el plano 1 debe ser aquel cuya β sea la menor de ambos planos. En caso de que ambas β sean iguales se escoje como plano 1 al de menor γ

$$\beta_1 = 30^\circ - 5^\circ = 25^\circ$$

$$\beta_2 = 180 - (60 + 29) = 91^\circ$$

$$\gamma_1 = 30^\circ; \gamma_2 = 180 - 80 = 100^\circ$$

Vease tabla 14 caso 1

B I B L I O G R A F I A

1. Raúl J. Marsal. Daniel Reséndiz N. "Presas de Tierra y Enrocamiento" Capítulo II. Propiedades mecánicas de las Rocas Jesús Alberro A. Limusa, 1975.
2. Richard E. Goodman "Introduction to Rock Mechanics". Johan Wiley and Sons, 1980.
3. A.J. Hendron, JR., E.J. Cording, A.K. Aiyer. Technical - Report No. 36 "Analytical and Graphical Methods for the Analysis of Slopes in Rock Mases". University of Illinois, July 1971.
4. Richard E. Goodman "Methods of Geological Engineering" West publishing Company, 1976.
5. Díaz Mora Carlos R. Castilla Camacho J.E., "Programas de computadora para el análisis de estabilidad de cuñas de Roca apoyadas sobre dos y tres planos". Informe a la Co Comisión Federal de Electricidad, subdirección construcción, Gerencia de Proyectos Hidroeléctricos. Depto. de - Estudios Experimentales, Of. de Mecánica de Rocas. Junio 1981.
6. Don V. Deere "Technical Description of Rock cores for En gineering purposes" Vol. 1/1
7. Jumikis Alfreds, R. "Rock Mechanics". Trans Tech publications first Edition, 1979.
8. Leet y Judson "Fundamentos de Geología Física". Limusa 1980.
9. Longwell Chester y Flint R. "Geología Física" Limusa Wi-ley. Primera edición, 1971.
10. Alberro, J. "Apuntes de la materia Mecánica de Roca" División de Estudios de Posgrado, Facultad de Ingeniería UNAM, 1973
11. Manual de diseño de obras civiles. Geotecnia B.3.2. Obras subterráneas. Comisión Federal de Electricidad.

UNAM

FECHA DE DEVOLUCION

El lector se obliga a devolver este libro antes del vencimiento de préstamo señalado por el último sello.



8 MAR 1986

APUNTE 104

FACULTAD DE INGENIERIA UNAM.



601253

G.- 601253

La impresión se realizó en la
Unidad de Difusión de la Facultad de Ingeniería