



Propiedades de las rocas y del macizo rocoso

comp^{As}

Propiedades de las rocas y del macizo rocoso

Autores

Roberto Blanco Torrens
Eduardo Santos Baquerizo
Paul Carrión Mero



Propiedades de las rocas y del macizo rocoso

Autores

Roberto Blanco Torrens
Eduardo Santos Baquerizo
Paul Carrión Mero

Primera edición: febrero 2018

Diseño de portada y diagramación:

Grupo Compás

Equipo Editorial

ISBN 978-9942-770-52-3

Quedan rigurosamente prohibidas, bajo las sanciones en las leyes, la producción o almacenamiento total o parcial de la presente publicación, incluyendo el diseño de la portada, así como la transmisión de la misma por cualquiera de sus medios, tanto si es electrónico, como químico, mecánico, óptico, de grabación o bien de fotocopia, sin la autorización de los titulares del copyright.

Introducción

En el presente título se trata un tema de gran importancia en la preparación de los ingenieros civiles y otros ingenieros (mineros, geólogos, entre otros), vinculados al estudio de ciencias de la tierra, que es el relacionado con "*Las Propiedades de las Rocas y las del Macizo Rocoso*" y el rol que estos conocimientos desempeñan en los diferentes trabajos que se realicen.

El material se estructura en 11 capítulos; en los que se tratan diferentes temas de alto significado en el conocimiento de las rocas y el macizo rocoso.

Inicialmente en los capítulos I y II se analizan las propiedades másicas de las rocas, la presencia de agua en ellas y sus características de resistencia, señalándose en todos los casos diferentes métodos para su determinación en condiciones de laboratorio. También se hace referencia al "Pasaporte de Resistencia", a sus características y a los métodos empleados para su construcción. Por último se analizan las condiciones de empleo de estas propiedades.

En el tema III se valoran las características de deformación de las rocas, sus particularidades y la variación de estas propiedades con el transcurso del tiempo.

En el capítulo IV se estudia las propiedades acústicas, térmicas y electromagnéticas de las rocas; propiedades estas poco estudiadas y que aparecen poco en la literatura, pero que pueden tener un alto significado en distintos procesos que ocurren en el macizo rocoso.

En el tema V se hace la caracterización de distintas propiedades dinámicas de las rocas y se analizan sus métodos de determinación. Estas propiedades adquieren importancia cuando se producen y estudian acciones dinámicas sobre el macizo y se hace necesario su valoración.

Más adelante en el tema VI se analizan distintos índices geotecnológicos, parámetros estos de gran importancia a la hora de una evaluación de la roca y de las características geomecánicas del macizo.

En el tema VII "Características de resistencia y de deformación de macizos rocosos fracturados", se estudian las características de deformación del macizo en las discontinuidades (fracturas) y se valora su resistencia para distintas situaciones de análisis. Además se hace

un breve estudio del mecanismo y destrucción de los macizos fracturados.

En el capítulo VIII se relacionan cinco clasificaciones geomecánicas, para la evaluación de la calidad del macizo rocoso, lo que permite obtener criterios preliminares del comportamiento del macizo, en tanto que en el capítulo IX se realiza un estudio detallado del estado tensional del macizo en condiciones naturales, esto es cuando el macizo esta sin afectar por ningún tipo de actividad, lo que crea las condiciones necesarias para su análisis cuando se realicen en el cualquier tipo de actividad.

La estimación de la resistencia del macizo se valora en el capítulo X, en el que se analizan diferentes métodos ingenieriles, y por último, en el capítulo XI se analizan diferentes modelos geomecánicos que se pueden emplear para caracterizar y estudiar los macizos rocosos.

Este material se considera de gran utilidad, no solo para los alumnos que estudian las carreras vinculadas a ciencias de la tierra, sino también para todos aquellos profesionales que laboren en estas temáticas, para los que debe constituir un valioso material de consulta.

Se agradece a todos los que de una u otra forma han colaborado con la confección de este título.

Los autores

Índice

Introducción	1
Capítulo I) Propiedades másicas y presencia de agua en las rocas	3
I.1) Propiedades másicas de las rocas	4
I.2) Características de las rocas fragmentadas.....	9
I.3) Presencia de agua en las rocas.....	14
I.3.1) Índices que caracterizan la presencia de agua en la roca ...	14
I.3.2) Influencia de la presencia de agua sobre las propiedades de las rocas.....	17
Capítulo II) Características de resistencia de las rocas	20
II.1) Resistencia a compresión lineal.	20
II.2) Resistencia a tracción. Métodos de determinación.....	26
II.3) Determinación de la resistencia de las roca al cortante	31
II.4) Métodos para determinar la resistencia de las roca a flexión...	33
II.5) Resistencia a largo plazo	37
II.6) Pasaporte de resistencia.....	39
II.6.1) Teoría de Mohr (círculos de tensiones)	39
II.6.2.) Tipos de envolventes	44
II.6.3.) Métodos para la construcción de los pasaportes de resistencia	47
Capítulo III) Características de deformación de las rocas	56
III.1) Diagrama de deformación total	56
III.2) Deformación elástica	58
III.2.1) Algunas características del proceso de deformación elástica.	59
III.3) Deformación plástica	61
III.4) Características de deformación de las rocas con el tiempo	63
III.4.1) Propiedades reológicas de las rocas.....	64
III.4.2) Modelos reológicos estructurales.....	70
Capítulo IV) Propiedades acústicas, térmicas y electromagnéticas de las rocas.	83
IV.1) Parámetros acústicos de las rocas.....	83

IV.2) Propiedades térmicas de las rocas.....	89
IV.3) Propiedades electromagnéticas de las rocas	96
IV.3.1) Formas de polarización	97
IV.3.2) Permeabilidad dieléctrica de las rocas	99
IV.3.3) Conductividad eléctrica de las rocas.....	101
Capítulo V) Características dinámicas de las rocas.....	103
V.1) Velocidad de traslación de las ondas elásticas.....	105
V.2) Resistencia de la onda.....	107
V.3) Propiedades dinámicas de la deformación elástica	108
V.4) Índices que caracterizan la tendencia de la roca a que se producen fenómenos dinámicos.....	108
V.4.1) Métodos de determinación del índice de fragilidad.....	109
V.5) Energía específica de destrucción de la roca	112
V.6) Dureza dinámica.....	113
V.7) Plasticidad dinámica de las rocas	113
V.8) Fortaleza dinámica (método de trituración)	114
V.9) Ensayo con la caída libre de cilindros.....	115
V.10) Ensayo con la barra de Hopkinson modificada	118
Capítulo VI) Índices Geotecnológicos.....	123
VI.1) Fortaleza de la roca	123
VI.1.1) Determinación del coeficiente de fortaleza a partir de la magnitud de la resistencia lineal a compresión.....	125
VI.1.2) Determinación del coeficiente de fortaleza por el método de trituración.....	126
VI.2) Dureza de la roca	127
VI.2.1) Dureza estática.....	127
VI.2.2) Dureza dinámica	131
VI.3) Perforabilidad.....	133
VI.4) Abrasividad	133
VI.5) Explosionabilidad	138
VI.6) Fragmentabilidad.....	140

VI.7) Excavabilidad	143
VI.8) Coeficiente de tesura o estoicidad	145
VI.9) Índices geológico de resistencia (GSI)	146
VI.10) Grado de fracturación del macizo	148
Capítulo VII) Características de resistencia y de deformación de macizos rocosos fracturados	150
VII.1) Propiedades de deformación en las discontinuidades	150
VII.2) Resistencia al corte en las discontinuidades.....	154
VII.2.1) Consideraciones generales	155
VII.2.2) Análisis de las discontinuidades rugosas sin relleno.....	157
VII.2.2.1) Discontinuidades planas	157
VII.2.2.2) Resistencia en las discontinuidades rugosas sin relleno	161
VII.2.3) Análisis de discontinuidades rugosas con relleno.....	169
VII.2.4) Factores que influyen en la resistencia al corte de las discontinuidades	170
VII.3) Mecanismos de destrucción de los macizos agrietados	177
VII.3.1) Primer caso – una superficie de debilitamiento o sistemas paralelos de superficies de debilitamiento.....	178
VII.3.2) Segundo caso – varias discontinuidades o sistemas de discontinuidades	180
Capítulo VIII) Evaluación de la calidad del macizo rocoso	183
VIII.1) Método de Barton.....	183
VIII.2) Método de Whitham, Tiderman y Skinner.	186
VIII.3) Clasificación de Bieniawski (RMR).	188
VIII.4) Método desarrollado por Bulichev	192
VIII.5) Método de Palmstrom	194
Capítulo IX) Estado tensional del macizo en condiciones naturales.	198
IX.1) Análisis del estado tensional del macizo en su estado natural.	198
IX.2) Ecuaciones Físicas	205
Capítulo X) Determinación de la resistencia del macizo rocoso	222

X.1) Teorías de resistencia.....	222
X.1.1) Antecedentes.....	222
X.1.2) Teorías más empleadas.....	224
X.2) Métodos ingenieriles para estimar la resistencia del macizo ...	226
X.2.1) Método basado en la construcción de la envolvente a los círculos de tensiones.	226
X.2.2) Método Propuesto por Hoek y Brown.....	230
X.2.3) Criterio dado por Smirniakov y Timofeev	236
X.2.4) Propuesta de Palmstrom.....	238
X.2.5) Resistencia del macizo rocoso (RMS), Según Laubscher ...	240
Capitulo XI) Empleo de los modelos geomecánicos para el estudio de los macizos rocosos	243
XI.1) Modelos para el estudio del macizo rocoso, cuando este se considera como un medio continuo.	243
XI.1.1) Modelo elástico del macizo.	244
XI.1.2) Modelo elasto – viscoso.....	248
XI.1.3) Modelo rígido – plástico.....	256
XI.1.4) Modelo elasto – plástico.	259
XI.1.5) Modelo elasto – plástico heterogéneo.....	261
XI.1.6) Modelo elasto–plástico–viscoso.	264
XI.2) Modelos para el estudio del macizo rocoso, cuando este se considera como un medio discreto.....	266
Bibliografía	270



Propiedades másicas y presencia de agua en las rocas

Las rocas están constituidas por partículas minerales enlazadas entre sí por las fuerzas de interacción molecular o por sustancias cementantes. Sin embargo, ellas no se pueden considerar como cuerpos totalmente monolíticos, ya que presentan poros, oquedades, grietas, etc.

Para las rocas es característicos la heterogeneidad de su estructura y de su composición (textura). Se entiende por estructura de las rocas la disposición recíproca de las distintas partículas minerales o de los agregados minerales en los que las rocas pueden descomponerse.

La estructura comprende la constitución (amorfa o cristalina), las dimensiones y formas de los grupos minerales y el carácter del enlace entre ellos. Los tipos de estructura más comunes son: la cristalina de grano grueso, la cristalina de grano medio y la de grano fino; la criptocristalina y la vidriosa, entre otras.

Por textura de la roca se entiende la disposición de los elementos estructurales y mecánicos en las capas de roca.

Los tipos de textura más conocidos son:

- Masiva
- Esquistosa
- Estratificada
- Agrietada
- Desordenada.

El estudio petrofísico de las rocas permite interpretar sus propiedades físicas en función de sus componentes y características petrográficas, dadas por la existencia de poros y fisuras, características de las uniones intergranulares, la anisotropía existente, composición mineralógica y química entre otros factores.

I.1) Propiedades máxicas de las rocas

Masa Volumétrica: Se define como la masa de un volumen de roca.

$$\gamma_v = g/v, g/cm^3, kg/m^3 \quad (I.1)$$

Siendo:

g : Peso de la muestra, g o kg.

V : Volumen de la muestra de la roca en su estado natural, cm^3 o m^3 .

Esta propiedad puede ser determinada en condiciones de laboratorio o en trabajos in situ.

En condiciones de laboratorio se emplean diferentes métodos para la determinación del peso volumétrico:

- Método de la medición directa de la muestra.
- Método de la pesada hidrostática.
- Método empleando el volúmetro.

Cuando las muestras son de forma geométrica regular, se miden varias veces sus dimensiones, con el empleo de los instrumentos adecuados para garantizar una buena precisión y se tomar el valor de la media aritmética de cada dimensión. A partir de esto se calcula el volumen y se pesa la muestra.

El peso volumétrico (γ_v) se obtiene por la siguiente expresión:

$$\gamma_v = \frac{P}{V} \cdot g/cm^3 \quad (I.2)$$

Siendo:

P : peso de la muestra g

V : Volumen de la muestra, cm^3

En el caso de que el volumen de las muestras se vaya a determinar por métodos hidrostáticos, estas se parafinan previamente, con el objeto que el agua no las altere estructuralmente. Con ese fin las muestras se introducen en un recipiente con parafina derretida a una temperatura de 80 a 90 grados centígrados durante algunos segundos.

Si se emplea el método de las pesadas hidrostáticas, donde se determina el peso de la muestra parafinada en el aire y en el agua, el peso volumétrico se calcula por la siguiente formula:

$$\gamma = \frac{P}{P - P_2 - k(P_1 - P)} g/cm^3 \quad (I.3)$$

Siendo:

P : es el peso de la muestra en el aire, g

P_1 : es el peso de la muestra parafinada en el aire, g

P_2 : es el peso de la muestra parafinada en el agua, g

k : es un coeficiente constante igual a:

$$k = \frac{1}{\gamma_p - 1} \quad (I.4)$$

Siendo:

γ_p : es el peso volumétrico de la parafina, g/cm^3 .

Cuando las rocas son densas, solidas, (no se parafinan), el peso volumétrico se determina por la siguiente formula:

$$\gamma = \frac{P}{P - P_3} g/cm^3 \quad (I.5)$$

Siendo:

P : Es el peso de la muestra en el aire, g

P_3 : Es el peso de la muestra en el agua, g.

En el caso de que se mida el volumen de la muestra directamente con el volúmetro, el peso volumétrico se determina por la siguiente formula:

$$\gamma = \frac{P}{P_4 - \frac{P_1 - P}{\gamma_p}} g/cm^3 \quad (I.6)$$

Siendo:

P : Es el peso de la muestra, g

P_1 : Es el peso de la muestra parafinada, g

P_4 : Es el peso del agua desalojada por la muestra al introducirse dentro del volumetro, g.

γ_p : Es el peso específico de la parafina, aproximadamente $0,93 \text{ g/cm}^3$

Peso específico (γ_e) : Es el peso de la unidad de volumen de roca en un estado completamente denso. La magnitud de γ_e , se puede calcular por la expresión:

$$\gamma_e = \frac{g}{V_s} ; g/cm^3 ; kg/m^3 \quad (I.7)$$

Siendo:

V_s : Volumen de la muestra de roca en un estado denso, cm^3 o m^3 .

Para la determinación de esta propiedad en condiciones de laboratorio se utiliza el método picnométrico.

Para medir el volumen que ocupa realmente la roca en la muestra, para la determinación del peso específico, surgen dificultades por la existencia en ellas de poros y vacíos.

Para determinar el peso específico de las rocas el método más empleado es el picnométrico. Este método se basa en la medición de la variación que sufre el peso picnométrico lleno con el líquido, cuando parte de ese líquido se cambia por el material investigado.

El principal dispositivo que se emplea en este ensayo es el picnómetro y de ahí el nombre del método. En calidad de líquido es posible emplear agua destilada, kerosén, alcohol, acetona, bencina, etc.

Según normas se emplean picnómetros con bocas capilares graduados con mucha exactitud.

La capacidad nominal del picnómetro puede ser de 25, 50 y 100 ml. Según dichas normas, para determinar el peso específico se emplean picnómetros esféricos con capacidad de 100 cm^3 .

Su determinación se realiza de la siguiente forma:

La muestra se seca en una estufa a temperaturas de 50 ± 5 grados centígrados, luego se tritura en un molino de bolas o barras, a continuación se cierra un tamiz con diámetro de orificio de 0,2 mm, el producto cernido es el que se emplea para el ensayo. De este producto cernido se toma $10 \pm 0,1 \text{ g}$.

Se pesa el picnómetro limpio y seco. Luego se pesa el picnómetro lleno agua hasta la marca de enrase. A continuación se vacía más o menos

hasta la mitad y se secan bien las gotas y residuos de agua que están por encima de la marca de enrase o por fuera.

Posteriormente se le añade el polvo que se desea ensayar y se somete a un calentamiento en un recipiente con arena o en un “baño de María” más o menos una hora, para tratar de eliminar las pequeñas burbujas de aire que existen entre el sólido y el líquido.

Luego se deja enfriar hasta la temperatura de graduación del picnómetro, se vuelve a llenar con agua hasta el enrase con ayuda de una pipeta. Posteriormente debe secarse con mucho cuidado y se pesa. Si se emplea agua, debe ser destilada.

El peso específico se calcula en la siguiente expresión:

$$\gamma_e = \frac{P}{P_1 - (P_2 - P)} \text{ g/cm}^3 \quad (\text{I.8})$$

Siendo:

P : Es el peso de la roca triturada, g

P_1 : Es el peso del picnómetro lleno con agua, g

P_2 : Es el peso del picnómetro con agua y la roca triturada, g.

Es necesario observar las reglas en cuanto a la temperatura de graduación del picnómetro y cumplirlas.

La magnitud obtenida de la formula anterior nos da el peso específico del material, al haberse prácticamente eliminado los poros, ya que lo que se ensaya es un polvo.

Porosidad de las rocas (n): es el grado de llenado del volumen de la roca por los poros. Su magnitud se calcula por la expresión:

$$n = \frac{V_p}{V} = \frac{V - V_s}{V} = 1 - \frac{V_s}{V} \quad (\text{I.9})$$

También:

$$n = 1 - \frac{\gamma_s}{\gamma_e} \quad (\text{I.10})$$

Según su origen, los poros en las rocas se dividen en primarios, formados al formarse la roca y secundarios, que aparecen como resultado de diferentes procesos que ocurren en la corteza terrestre.

Por sus dimensiones los poros se clasifican en subcapilares (diámetro menor de 0,2 micras), capilares (0,2 – 100 micras) y sobrecapilares (más de 100 micras).

En la práctica debían considerarse poros en las rocas, todos los espacios vacíos de cualquier dimensión y forma, sin embargo, se acostumbra separar y analizar de forma independiente las grietas y cavernas.

Por la forma, los poros pueden ser de los más diversos tipos: los que quedan entre los granos, en forma de burbujas dentro de los cristales, en forma de canales, en forma de ranuras, etcétera. La forma y dimensiones de los poros y su interrelación determinan la forma del espacio poroso, el que a su vez, determina diferentes procesos físicos en las rocas.

Los poros pueden estar unidos con el medio exterior o entre sí, formando canales continuos, dando lugar a la llamada porosidad abierta o porosidad efectiva que se expresa como la relación entre el volumen de este tipo de poros y el volumen total de la roca. La porosidad efectiva siempre es menor que la porosidad total. La porosidad total de las rocas varía entre amplios límites. Hay rocas que prácticamente no son porosas y hay otras en que la porosidad alcanza hasta 90%.

La porosidad depende de la forma y las dimensiones de los granos que forman las rocas y el grado de su clasificación, cementación y condensación.

La porosidad determina la masa volumétrica de las rocas, así como la mayoría de las propiedades hidrodinámicas y geodinámicas de las rocas. Se utiliza en una serie de cálculos para la desecación de los yacimientos y otros procesos mineros.

Método para determinar la porosidad

La porosidad se valora por el coeficiente de porosidad, que se determina por el valor de la relación de todo el volumen de los poros con el volumen absoluto de la roca secada.

Cuantitativamente la porosidad general o total de las rocas puede determinarse por el peso específico y el peso volumétrico:

$$n = \frac{\gamma_e - \gamma_v}{\gamma_e} 100\% \quad (I.11)$$

Siendo:

γ_v : es el peso volumétrico de las rocas, g/cm³.

γ_e : es el peso específico de las rocas, g//cm³.

La porosidad general o total se determina por la totalidad de los poros abiertos y cerrados.

La magnitud de la porosidad abierta, frecuentemente se determina por el volumen de kerosén que va a ocupar los poros de la muestra y su determinación se realiza como a continuación se explica.

Como liquido se elige el kerosén, ya que penetra fácilmente en los poros, además, casi no se volatiliza, lo que permite una gran exactitud en la determinación.

Las muestras se tienen que secar en una estufa a temperaturas de 102 – 105 grados centígrados y se pesan. Después de secada la muestra se satura durante 30 min al vacío con kerosén filtrado. Luego se pesa colgada de un hilo o alambre fino del balancín de la pesa hidrostática y se sumerge en un vaso con kerosén que se encuentra sobre el sostén o soporte de la balanza. Suspendida de tal forma la muestra se saca del kerosén, se seca ligeramente con un papel de filtro y se pesa al aire.

La magnitud de la porosidad abierta n_a se calcula por la siguiente formula:

$$n_a = \frac{P_3 - P_1}{P_3 - P_2 + P_{al}} \cdot 100\% \quad (I.12)$$

Siendo:

P_1 : es el peso de la muestra seca, g.

P_2 : es el peso de la muestra saturada en kerosen junto con el alambre, g (dentro del kerosen).

P_3 : es el peso de la muestra saturada en kerosén, g (en el aire),

P_{al} : es el peso del alambre en kerosén, g (dentro de kerosén).

I.2) Características de las rocas fragmentadas

En las rocas fragmentadas, además de las partículas sólidas aparecen nuevas fases compuestas y varia su constitución, debido, en primer

lugar a la formación de un nuevo espacio poroso, que se diferencia del espacio poroso de las rocas no fragmentadas por sus dimensiones y su forma. El nuevo espacio poroso es variable y depende del carácter del almacenamiento del material fragmentado, del tiempo de permanencia en ese estado y del grado de su llenado con fases líquidas y gaseosa, que entran en una interacción compleja con la fase sólida. Esto y la ausencia, prácticamente de fuerzas de enlace entre las partículas, cambian fuertemente todas las propiedades físicas de las rocas fragmentadas en comparación con esas mismas rocas en su estado monolítico, por lo que los índices de la densidad y la porosidad se utilizan solo para sus pedazos independientes.

Para caracterizar la masa de rocas fragmentadas se emplean los índices: masa volumétrica (peso volumétrico) de las rocas fragmentadas, coeficiente de esponjamiento, composición granulométrica, coeficiente de heterogeneidad, superficie específica y ángulo de reposo natural.

Masa volumétrica de las rocas fragmentadas (γ_v^o) , se llama a la masa de la unidad de volumen, en el montón.

Peso volumétrico de las rocas fragmentadas (γ_e^o) , se llama al peso de la unidad de volumen en el montón.

La masa y el peso volumétrico de las rocas fragmentadas dependen del coeficiente de esponjamiento de las rocas.

Coeficiente de esponjamiento (k_e) , se llama a la relación entre el volumen de las rocas fragmentadas (V_f) y el volumen que ocupaban esas mismas rocas en el macizo (V_m) :

$$k_e = \frac{V_f}{V_m} > 1 \quad (I.13)$$

El coeficiente de esponjamiento, en la práctica, siempre es mayor que la unidad, porque el volumen de las rocas fragmentadas siempre es mayor que su volumen en el macizo debido al volumen adicional de las grietas y cavidades. La k_e y el peso volumétrico de las rocas fragmentadas se pueden calcular a partir del coeficiente de esponjamiento y la masa y peso volumétrico de las rocas en el macizo:

$$\gamma_v^o = \frac{\gamma_v}{k_e} \quad (I.14)$$

$$\gamma_e^o = \frac{\gamma_e}{k_e} \quad (I.15)$$

El coeficiente de esponjamiento depende de la composición granulométrica, así como de la forma y la disposición mutua de los pedazos y también de una serie de condiciones extremas, como el tiempo de permanencia en el montón (auto condensación), la presión, la humedad y la capacidad y forma de los recipientes donde se deposita la roca.

El coeficiente de esponjamiento prácticamente está relacionado solo con el carácter y calidad de la fragmentación de las rocas y no con sus propiedades físicas.

La composición granulométrica de las rocas fragmentadas caracteriza su constitución según el contenido en porcentaje d pedazos de distinto grueso. La composición granulométrica se puede representar mediante una curva en un gráfico, donde en el eje de las abscisas se sitúa el logaritmo del diámetro de los pedazos y en el eje de las ordenadas el porcentaje acumulado de pedazos con diámetro menor que el dado.

Coeficiente de heterogeneidad (k_h) .- Se llama a la relación entre el diámetro máximo de los pedazos que forman el 50% del total de rocas fragmentadas y diámetro máximo de los pedazos con diámetro menor que el dado.

$$k_h = \frac{d_{60}}{d_{10}} \quad (I.16)$$

El coeficiente de heterogeneidad se utiliza para caracterizar la heterogeneidad de las dimensiones de los pedazos de rocas fragmentadas.

La composición granulométrica desempeña un papel esencial en los procesos de hidromecanización, en el transporte con transportador de la banda, en el tamizado, trituración y beneficio. La composición granulométrica se utiliza también para determinar la superficie específica.

Superficie específica (S_e) .- Se llama al área de la superficie de los pedazos de roca que limitan las fases componente por unidad de volumen de la roca.

La superficie específica de las rocas fragmentadas permite valorar diferentes propiedades de las mismas, así como el grado de interacción con el medio exterior.

La composición granulométrica de las rocas conjuntamente con la forma de los pedazos y la fricción entre ellas, determinan la magnitud del ángulo de reposo natural de las rocas fragmentadas.

Angulo de reposo natural (α)

Se le llama ángulo de reposo natural (α) al ángulo formado por los lados de un cono de material suelto con respecto a un plano horizontal (ver figura I.1.).

El valor de α es fácil de determinar, para lo cual solo es necesario disponer de un cilindro metálico de altura 1m y hueco en su interior; la base del cilindro debe tener 1m². El cilindro se coloca en un plano horizontal y se echa en el material suelto hasta llenarlo, después lentamente el cilindro se eleva y se mide la altura del cono formado por el material al verse liberado.

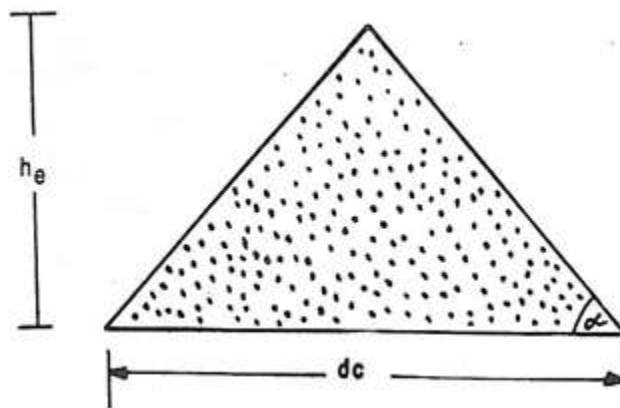


Figura.I.1. Esquema para la determinación del ángulo de inclinación natural para las rocas sueltas.

El volumen del cono formado puede fácilmente calcularse utilizando la fórmula:

$$V_e = \frac{1}{3} \frac{\pi d_c^2}{4} h_c \quad (I.17)$$

Siendo:

V_e : Volumen del cono

d_c : Diámetro del cono

h_c : Altura del cono.

No es difícil ver que:

$$d_c = \frac{2h_c}{Tg_\alpha} \quad (I.18)$$

Siendo:

α : Angulo de reposo natural.

Por lo que:

$$Tg_\alpha = \frac{2h_c}{d_c} \quad (I.19)$$

Y de modo aproximado podemos decir que:

$$Tg_\alpha = h_c^3 \quad (I.20)$$

Un valor medio del ángulo de reposo natural para algunas rocas lo ofrecemos en la tabla I.1.

Tabla I.1.- Valor medio del ángulo de reposo natural

Roca	Roca seca	Angulo de reposo natural, grados	
		Roca húmeda	Roca mojada
Suelo vegetal	40	-	25
Suelo arcilloso	40	30	20
Arena	30	35	25
Grava	35-40	35	30
Roca firme destruida en pedazos de distintas dimensiones	32-45	35-48	30-40

En la tabla I.2. se ofrecen valores obtenidos de la literatura de la masa volumétrica, coeficiente de esponjamiento y ángulo de fricción interna de diferentes tipos de rocas, los que se relacionan con el grado de fortaleza de las rocas

Tabla I.2.- Características de las rocas

Tipo de roca	Coefficiente de fortaleza, f	Masa volumétrica $\gamma, kg/m^3$	Coefficiente de esponjamiento k_e	Angulo de fricción interna $\rho, grados$
Las cuarcitas u basaltos más densos y fuertes. Otras rocas que se pueden incluir por su fortaleza.	20 o mas	2800 – 3000	2,2	82-87
Las rocas graníticas, porfirita y cuarcita muy fuertes. Las calizas más fuertes.	15 – 18	2600 - 2800	2,2	82 – 85
Granito fuerte, calizas y conglomerados muy fuertes, mineral de hierro, mármol y dolomita fuerte.	9 – 15	2500 - 2600	2,0 – 2,1	80 – 82
Mineral de hierro, esquistos y areniscas suficientemente fuertes.	6 – 9	2400 – 2500	2,0	75 – 80
Esquistos arenosos fuertes, calizas y areniscas medianamente fuertes.	4 – 6	2400 - 2600	1,8 – 2,0	67 – 75
Esquistos arcillosos fuertes, calizas y areniscas no fuertes, conglomerados débiles, esquistos no fuertes, margas.	1,5 - 4	2500 - 2700	1,8 – 2,0	64- 72

I.3) Presencia de agua en las rocas

Las rocas siempre contienen una determinada cantidad de agua, la cual puede ser: químicamente ligada, físicamente ligada y libre.

Se llama agua químicamente ligada la que forma parte de la red cristalina de los minerales. La eliminación o transformación de esta agua provoca la destrucción del mineral.

El agua físicamente ligada está estrechamente unida por las fuerzas moleculares de atracción a las partículas sólidas, cubriéndolas en forma de película. La cantidad de este tipo de agua depende de la mojabilidad de la roca (capacidad que tiene la roca de recubrirse con una película líquida). La mayoría de las rocas poseen buenas características de mojabilidad, lo que va ligado a su capacidad de absorción.

I.3.1) Índices que caracterizan la presencia de agua en la roca

La cantidad de agua físicamente ligada se valora por los índices de hidrosopicidad y máxima capacidad de humedad molecular.

La hidrosopicidad máxima ($W_{HMáx}$) es la mayor cantidad de humedad que es capaz de adsorber la roca del aire cuando existe una humedad relativa del 94 %. En tanto que la humedad molecular (W_M) es el agua

retenida por fuerzas de atracción molecular, sobre la superficie de la roca, se calcula por:

$$W_M = \frac{g_M - g_S}{g_S} \quad (I.21)$$

Siendo:

g_M : Masa de la roca que contiene agua molecular.

g_S : Masa de la roca secada a temperatura de 105 – 110 °C.

El agua libre puede encontrarse en las rocas en forma de agua capilar retenida en los poros pequeños, por las fuerzas capilares y en forma de agua gravitacional rellenando los poros grandes, la que se traslada en las rocas por la acción de la gravedad o de la presión.

La máxima cantidad de agua físicamente ligada y libre (capilar y gravitacional) que es capaz de contener una roca se caracteriza por su humedad total (W_T).

Para caracterizar la roca en estado natural se utilizan los índices, humedad natural (W_n) que es la cantidad de agua que contiene una roca en su estado natural.

$$W_n = \frac{g_n - g_S}{g_S} \quad (I.22)$$

Y el coeficiente de saturación, que es la relación entre la humedad natural (W_n) y la total (W_T)

$$K_S = \frac{W_n}{W_T} \quad (I.23)$$

La capacidad de las rocas de entregar agua bajo las acciones mecánicas se caracteriza por el coeficiente de drenaje (K_D), que viene dado por:

$$K_D = W_T - W_M \quad (I.24)$$

De modo que, según sea mayor la humedad molecular de las rocas menor será su coeficiente de drenaje.

El movimiento del agua en las rocas provoca su disolución, su derrubio mecánico, su cementación y otros fenómenos. La capacidad de las rocas de dejar pasar el agua a través de ellas se caracteriza por el

coeficiente de permeabilidad k_p , determinado por la ecuación de Darcy:

$$v_f = k_p \frac{\Delta F}{\Delta L} \cdot \frac{1}{\eta} \quad (\text{I.25})$$

$$k_p = \frac{Q}{S} \cdot \frac{\Delta F}{\Delta L} \eta \quad (\text{I.26})$$

Siendo:

Q : Gasto de agua a través de la sección S en la unidad de tiempo.

$v_f = \frac{Q}{S}$: Velocidad de filtración.

ΔF : Caída de la presión en la longitud de filtración del líquido

η : Viscosidad del líquido (pois).

En minería se usa mucho el coeficiente de filtración:

$$k_f = k_p \frac{\gamma_0}{\eta} \quad (\text{I.27})$$

γ_0 : Peso específico de la roca.

En los cálculos prácticos se puede tomar, con bastante aproximación:

$$\frac{\gamma_0}{2} = 1 \text{ y } k_f = k_p \quad (\text{I.28})$$

La acción de los líquidos sobre las rocas puede ser dinámica o estática. La acción dinámica, como regla, conduce a la destrucción mecánica y al traslado de las rocas; la estática, a resultados específicos: hinchazón, reblandecimiento y disolución.

La acción del agua tiende a disminuir las características de resistencia de las rocas, esto se puede expresar por el denominado coeficiente de reblandecimiento (K_R) que se puede obtener por la relación entre la resistencia a compresión lineal de una roca saturada de agua (o con un contenido dado de agua) y su resistencia a la humedad natural, o sea.

$$K_R = \frac{R_c^s}{R_c^n} \quad (\text{I.29})$$

Siendo:

R_c^s : Resistencia de la roca saturada, o con un contenido dado agua, Mpa.

R_c^n : Resistencia de la roca con su humedad natural.

Este coeficiente puede variar en amplios rangos, se considera que en rocas de buena calidad el no debe ser inferior a 0.80.

La acción del agua puede provocar la hinchazón de la roca, o sea el aumento de su volumen al captar agua. Esta propiedad se puede caracterizar por el denominado coeficiente de hinchamiento (k_h).

Que se determina por la relación:

$$k_h = \frac{V_h}{V_i} \geq 1 \quad (I.30)$$

Siendo:

V_h : Volumen de la roca húmeda

V_i : Volumen inicial de la muestra sin contener agua.

El hinchamiento de la roca produce efectos negativos en la calidad del macizo y puede afectar significativamente los trabajos, particularmente cuando ocurre por el piso de excavaciones subterráneas.

I.3.2) Influencia de la presencia de agua sobre las propiedades de las rocas

Las rocas tal y como se han expresado anteriormente no son más que sistemas complejos de tres fases, compuestas de sustancias sólidas, líquidas y gaseosas.

A grandes profundidades los poros y las grietas en las rocas están llenos de agua, la cual contiene diversas sustancias disueltas en ella.

En las capas más superficiales, o sea, cerca de la superficie terrestre a consecuencia de la migración y vaporización, hay una disminución de la humedad en esas rocas en relación con las que yacen a grandes profundidades.

La cantidad, volumen y estructura de los poros y grietas, para unas mismas condiciones, determinan las propiedades mecánicas de las rocas.

A la vez, esos poros y grietas representan canales, por los que el agua se mueve dentro de las rocas. En la superficie de los poros y las grietas se desarrolla una activa interacción del agua y los gases como los

minerales componentes de las rocas así como con el material cementante.

Por esa razón la variación de las propiedades físico – mecánicas de las rocas sometidas a la acción del agua está ligada íntimamente con su porosidad y agrietamiento.

Las investigaciones actuales sobre la influencia de lagua en las propiedades mecánicas de las rocas, realizadas en distintos laboratorios y de los trabajos mineros, muestran que el módulo de proporcionalidad de las tensiones y las deformaciones y también el tiempo de relajación de las tensiones, para las arcillas plásticas, está influenciado enormemente por la humedad.

También se señala o remarca la gran importancia o influencia de la humedad en la magnitud de la carga que va actuar sobre la fortificación de las excavaciones subterráneas, así como en la capacidad portadora del techo en el caso que esté formado por rocas estratificadas o fracturadas.

A partir de numerosos ensayos realizados en areniscas, argilitas, alebrolitas, primero en esto seco y después natural. Se puede ver que la humedad influye notablemente en los resultados de las propiedades mecánicas de las rocas. Para las rocas investigadas, la resistencia a compresión al ser saturadas en agua disminuye en 1,45 – 3,05 veces y a tracción en 1,35 – 2,16 veces.

Se observa una disminución notablemente grande, en particular para las argilitas y alebrolitas.

Cuando hay agua entre los contactos de las capas la resistencia en esa zona de contacto puede disminuir hasta dos veces y más, a veces las fuerzas de cohesión prácticamente no existen, pudiendo ocurrir deslizamiento por su propio peso.

El aumento de la humedad en las rocas trae como consecuencia una disminución en su resistencia y un aumento de su plasticidad, así como un aumento de las deformaciones en la zona región de las deformaciones elásticas.

Bajo el efecto de la humedad se manifiestan mucho más fuertes las propiedades reológicas de las rocas, en especial en las rocas sedimentarias.

Las propiedades mecánicas de las rocas no siempre disminuyen cuando estas se someten bajo la acción del agua, o sea, no siempre disminuyen su resistencia y aumentan las deformaciones. A veces se observa un aumento de la resistencia después de haberse saturado en agua las muestras de rocas.

La influencia del agua en muestras saturadas sobre la resistencia de las rocas a compresión y a tracción uniaxial o simple se muestra en la tabla I.3.

Tabla I.3. Influencia del agua sobre la resistencia en rocas saturadas

Roca	Compresión axial kg/cm ²		Tracción simple kg/cm ³	
	En estado seco	En estado saturado	En estado seco	En estado saturado
Caliza.	203	140	31,0	16,5
Caliza.	206	160	23,0	16,0
Caliza.	815	420	104,0	47,0
Pizarra densas				
Metamorfoseadas.	2470	1960	165,0	119,0
Pizarras silíceas.	2780	2170	-	-

Tal y como se muestra en las tablas I.3, el agua y en especial la saturación de las rocas por esta, trae como consecuencia una alteración de sus propiedades en relación con el estado seco. Esa alteración tiene una gran significación en la práctica cuando se estudian los problemas relacionados con los estados tensionales y acción de cargas, así como para la elección de máquinas para la destrucción de las rocas, en el caso de que se empleen para el laboreo de las excavaciones.

||



Características de resistencia de las rocas

Se denomina resistencia de la roca a la capacidad que ellas poseen de resistir, sin destruirse, cargas externas.

Estas propiedades de las rocas habitualmente se caracterizan por los denominados índices de resistencia: resistencia lineal a compresión, resistencia a la tracción, al cortante y a la tracción.

En ocasiones se utilizan también la denominada resistencia a largo plazo y la resistencia volumétrica (triaxial).

Las rocas poseen un gran resistencia a compresión (R_c) y muy pequeña a la tracción (R_t). En general se puede decir que

$$R_c > R_{cort} > R_T \quad (II.1)$$

En la práctica en cálculos preliminares es posible emplear las siguientes expresiones para relacionar a estos índices de resistencia.

$$R_c = (8 \text{ a } 30) R_T \quad Y \quad R_{cort} = \sqrt{\frac{R_c \cdot R_T}{3}} \quad (II.2)$$

Es conocido que la resistencia volumétrica de la roca (a ensayos triaxiales) es superior a la biaxial y esta a su vez mayor que la lineal.

A continuación se analizan los métodos de laboratorios más empleados para el estudio de estos índices y posteriormente se estudia la resistencia de la roca a largo plazo.

II.1) Resistencia a compresión lineal.

Son utilizados diferentes métodos para la determinación de la resistencia lineal a compresión.

A continuación se hace referencia a los métodos de determinación más empleados en trabajos de laboratorio.

Método Standart:

El ensayo se realiza con muestras cúbicas o usando testigos cilíndricos. Para el caso de muestras en forma de testigos, que es la variante más usada, en los resultados que se obtienen influyen: la relación h/D , la velocidad de aplicación de la carga, las condiciones de borde de la muestra entre otros factores.

Con el empleo de este método se recomienda realizar de 3 a 5 ensayos y dar como resultado el valor promedio.

$$R_C = \frac{P_R}{F} \quad (\text{II.3})$$

P_R : Carga de ruptura de la muestra; Kgf

F : Área transversal inicial de la muestra.

Método de ensayo con punzones axiales

En este caso la muestra de roca que se va a ensayar debe ser preparada en forma de disco con un diámetro entre 30 y 100 mm y un espesor de 8 a 12 mm.

Las muestras deben ser colocadas para su ensayo entre dos punzones, cuyos diámetros deben ser iguales al espesor de la muestra (ver figura II.1).

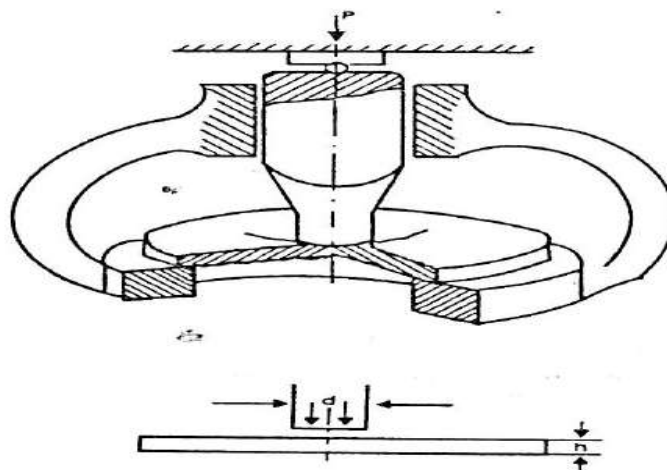


Figura.II.1. Esquema de ensayo a compresión con el método de los punzones axiales

Se recomienda utilizar para el ensayo en rocas débiles punzones con un área de un cm^2 , en tanto que para el ensayo de rocas fuertes se deben usar punzones de 0.5 cm^2 .

Según este método la resistencia a compresión se determina por la fórmula siguiente:

$$R_C = \frac{P_R}{F_{\text{cálculo}}} \quad (\text{II.4})$$

Siendo:

$F_{cál}$: Área de cálculo de la sección de la muestra, que depende de la relación que existe entre el diámetro de la muestra y el de los punzones. El valor del área de cálculo se obtiene con la ayuda de un gráfico que se da en la figura II.2.

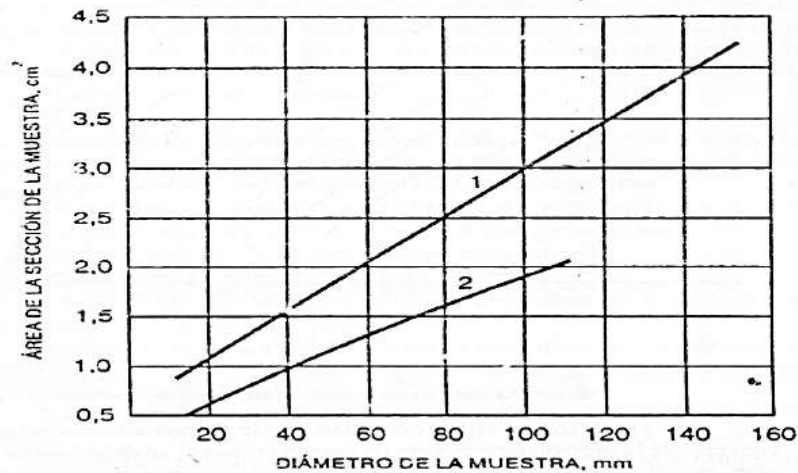


Figura.II.2. Gráfico para la determinación del área de cálculo

Los dos métodos examinados para el estudio de la resistencia lineal a compresión se realizan con muestras de forma regular, los cuales presentan ventajas en cuanto a la confiabilidad de los resultados obtenidos, pero para su realización se requiere invertir mucho tiempo en la preparación de las muestras.

Además de esto, hay muchos casos en que a las rocas por sus características es muy difícil darle una forma geométrica definida.

Es por ello que han recibido una gran difusión los métodos utilizando muestras semiregulares e irregulares.

Método utilizando muestras semiregulares

Este método es menos exacto que los vistos anteriormente, por lo que se deben realizar de 8 a 10 ensayos en cada muestra con vistas a obtener la confiabilidad necesaria. Se utiliza generalmente cuando la roca presenta superficies de debilitamiento estructural (grietas, planos de exfoliación, etc.) y también cuando la cantidad de roca disponible no es muy grande.

El método consiste en la destrucción de las muestras en la prensa; estas muestras se preparan al pulir solamente dos caras paralelas sobre las cuales actuarán los platos de la prensa, (ver figura II.3).

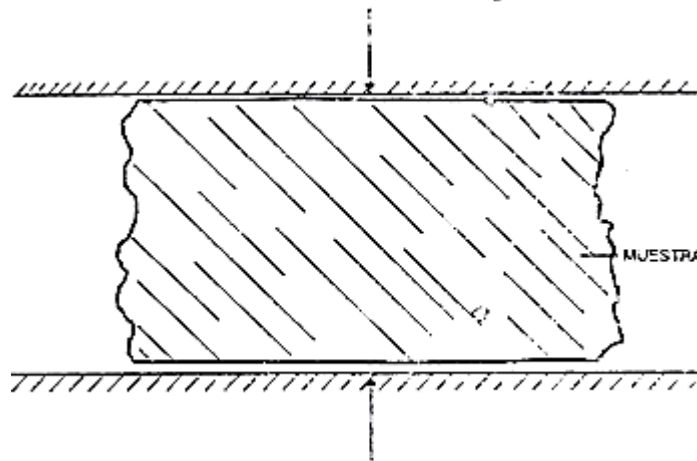


Figura.II.3. Esquema de ensayo con muestras semiregulares

El límite de resistencia a compresión se determina por la siguiente expresión:

$$R_c = \frac{8P_R}{\left(7 + \frac{2b}{h}\right)ab} \quad (\text{II.5})$$

Siendo:

h : Altura de la muestra, cm.

a : Ancho medio de la muestra, cm.

b : Largo medio de la muestra, cm.

Otros métodos permiten la obtención de valores que en cierta forma representan la resistencia del macizo y se pueden relacionar con su resistencia lineal a compresión, como por ejemplo:

Ensayo con carga puntual:

El índice de resistencia que se obtiene (I_s) se define como:

$$I_s = \frac{P_R}{D^2} \quad (\text{II.6})$$

Siendo:

D : el diámetro del testigo

La magnitud L debe ser por lo menos $1,5D$; no se exige ninguna preparación especial de las caras del testigo. Este método es fácil de aplicar en trabajos in situ.

En la figura II.4 se muestra una variante del equipo de carga puntual y el esquema para la realización del ensayo.

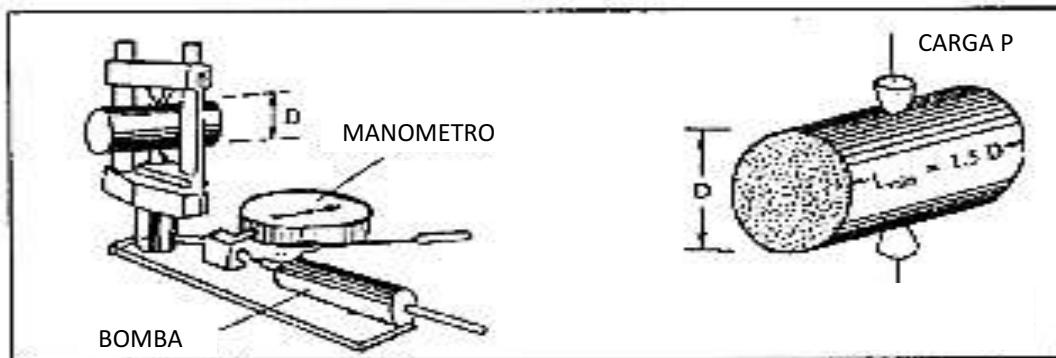


Figura.II.4. Esquema de ensayo con carga puntual

El índice I_s se relaciona con la resistencia a compresión por diferentes expresiones, por ejemplo:

$$\sigma_c = 24 I_s \quad (\text{II.7})$$

Método con muestras irregulares

Otro método que permite con facilidad realizar un gran número de ensayos es el que se basa en el empleo de muestras irregulares.

En este caso las muestras se pueden preparar con cincel y martillo. Para el ensayo se emplea pedazos de roca que deben tener un volumen aproximado de 100 cm^3 y cuyas 3 dimensiones perpendiculares no se diferencian en más de 1,5. Para este ensayo se deben realizar de 15 a 25 determinaciones para obtener resultados confiables.

Para la realización del ensayo se debe colocar la muestra de tal forma que su mayor longitud coincida con la dirección de la carga actuante, como se muestra en la figura II.5.

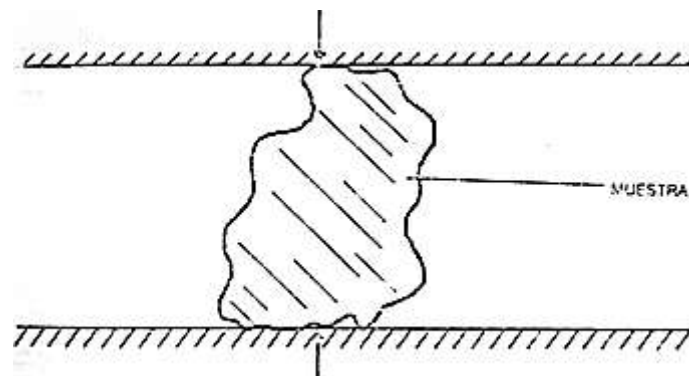


Figura.II.5. Esquema de ensayo con muestras irregulares

El índice de resistencia R se obtiene por la expresión:

$$R = P_R \left(\frac{\gamma_v}{g} \right)^{2/3} \quad (\text{II.8})$$

Siendo:

g : Es el peso de cada pedazo de roca ensayada, g

γ_v : Masa Volumétrica de la roca, g/cm³

El valor que se obtiene del índice R se relaciona con la resistencia lineal a compresión por la expresión:

$$R = (0,16 \text{ a } 0,19) R_c \quad (\text{II.9})$$

Para el ensayo lineal a compresión existen otros métodos; por ejemplo el método del martillo de Schmidt, el cual da en forma aproximada el valor de la resistencia a compresión.

Este método consiste en medir la resistencia al rebote de la superficie de roca ensayada y correlacionarla con la resistencia a compresión simple mediante el gráfico de Miller.

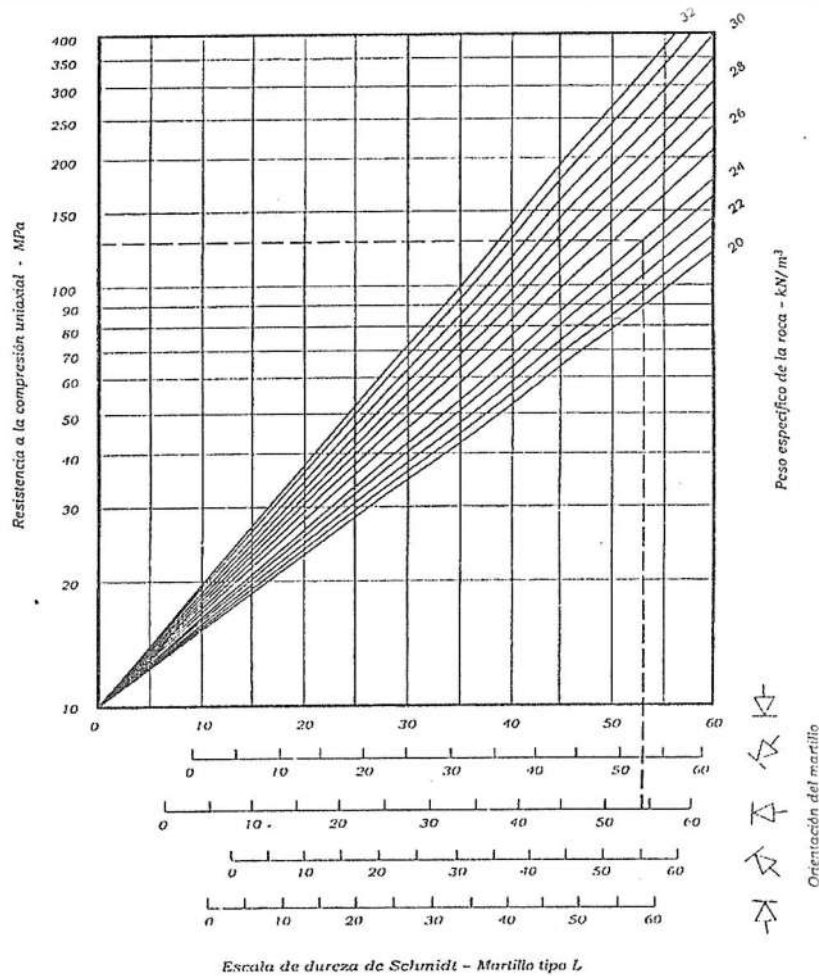


Figura II.6. Gráfico de cálculo de Miller.

II.2) Resistencia a tracción. Métodos de determinación.

La resistencia a tracción representa, al igual que la resistencia límite a compresión axial, uno de los índices más importantes con los cuales se evalúa las propiedades de las rocas. Sin embargo, debido a las dificultades técnicas, producto de la preparación de las muestras y la realización de los ensayos, en muchas ocasiones los datos sobre la magnitud de la resistencia axial a la tracción para diferentes tipos de rocas no se obtienen. A la resistencia límite axial de tracción la llamaremos simplemente resistencia a tracción.

Determinación de la resistencia a tracción. Métodos de tracción directa.

Los primeros ensayos de la resistencia a tracción se realizaron por el método de la tracción directa, en muestras de forma regular empleando para ello diferentes tipos de máquinas.

Casi todas las formas de las muestras empleadas tienen en sus extremos abultamientos para permitir que las maquinas puedan agarrar las muestras y traccionarlas, en tanto que su sección media se hace más delgada.

La parte central de las muestras puede tener sección rectangular o circular. Para el cálculo de la tracción directa se emplea la siguiente formula:

$$\sigma_T = \frac{P_{max}}{F} \text{ kg/cm}^2 \quad (\text{II.10})$$

Siendo:

P_{max} : es la carga a la cual se destruye la muestra, kg

F : es el área de la sección por donde debe destruirse la muestra, cm^2

Las muestras para los ensayos a tracción se preparan generalmente prismáticas y pocas veces cilíndricas, de forma tal, que sus aristas sean paralelas a las capas si las tuviesen. Eso da la posibilidad de medir las deformaciones, tanto a lo largo de las capas, como perpendiculares a ellas.

Durante el ensayo se debe evitar que surjan tensiones a flexión, lo que puede deberse a las siguientes causas:

- Una distribución asimétrica de la carga a causa de la incorrecta preparación de la muestra.
- Aplicación excéntrica de la carga en relación al eje de la muestra.
- Incorrecta colocación de la muestra en los agarres de a máquina.

La flexión será mayor cuanto mayor sea la longitud de la muestra, y cuanto menor sea la sección transversal. Por esa razón se considera racional emplear para los ensayos muestras cortas de gran sección transversal. Sin embargo, la dificultad que hay para obtener muestras de gran tamaño, obliga a emplear muestras de pequeña sección transversal.

Referente a la longitud de las muestras, no debe prevalecer la opinión de hacerlas cortas por el hecho de disminuir la excentricidad, sino de prepararlas correctamente y largas, ya que en los agarres surgen grandes concentraciones de tensiones, las cuales influyen

notablemente en la resistencia a tracción, disminuyéndola con mucho más intensidad en las muestras cortas que en las largas.

En algunas ocasiones para contrarrestar el efecto de la concentración o distribución irregular de las tensiones en los agarres, se aumentó la dimensión de la muestra en esa parte en relación con su parte central, por donde naturalmente debe romperse la muestra al ser ensayada, incluso así, la experiencia práctica lo ha demostrado que en muchas ocasiones se rompe la muestra por los agarres y no por la sección más pequeña.

Las primeras investigaciones de las propiedades elásticas de las muestras de rocas a tracción se le atribuyen a C. Bach (1898) y a Bauschinger en trabajos referentes al tema, publicados en 1876, 1884 y 1892. C. Bach en sus trabajos determinó el Módulo de Young a tracción del granito, areniscas y mármol.

El uso de muestras en forma de ocho o bizcocho, así como con cortes en los extremos para acoplarse al agarre, se preparan con gran dificultad y a menudo es imposible la preparación de las muestras de roca con dichas formas.

Debido a la posibilidad de que aparezcan tensiones flectoras durante las pruebas a tracción, muchos autores plantean, que los resultados más auténticos son aquellos en que se han obtenido valores más altos. Esa recomendación de tomar los valores más altos, aunque se aproxime a los resultados reales, no da una certeza de que si se centra y se prepara aún mejor las muestras, no se van a obtener valores más altos, o sea, aún más cercanos a la realidad.

Las investigaciones posteriores para mejorar las metodologías para este ensayo a tracción directa están dirigidas a perfeccionar las construcciones de los agarres, y los métodos de fijar las muestras a estos, así como elaborar métodos con el fin de eliminar la necesidad de fijar las muestras en los agarres.

Métodos indirectos para determinar la resistencia a tracción.

Método brasileño

En el presente material se analizan 2 métodos indirectos de laboratorio para la determinación de la resistencia a tracción.

El método más usado es el método Brasileño que consiste en ensayar una muestra cilíndrica comprimiéndola por sus generatrices opuestas.

En este caso la longitud de la muestra (l) puede ser inferior a su diámetro (D); de 0,5 a 1,0. Aunque es común usar testigos de 40 a 45 mm.

Se recomienda colocar entre los platos de la prensa y la muestra alguna junta, para que no se produzcan concentraciones excesivas de las cargas. En la figura II.7 se muestra el esquema de carga según este método de ensayo.

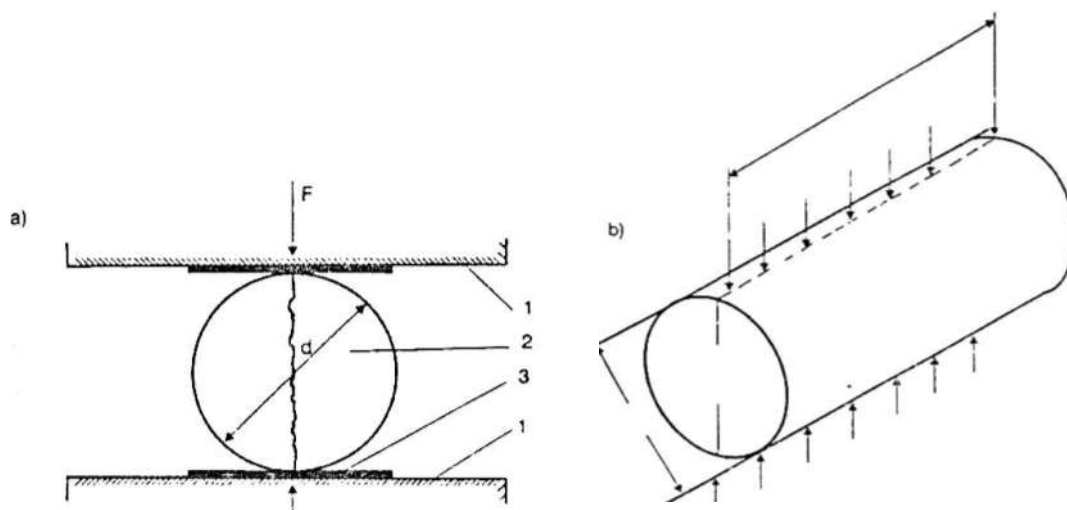


Figura.II.7. Esquema de ensayo brasileño

La resistencia a tracción se determina:

$$R_T = \frac{2P_R}{\pi dl} = 0,637 \frac{P_R}{dl} \quad (\text{II.11})$$

Método de los punzones axiales

La determinación de la resistencia a tracción por el método de los punzones axiales se recomienda para rocas fuertes.

Para el ensayo se utilizan muestras en forma de discos con las mismas características que se señalaron cuando se habló del método de compresión y se deben hacer para cada caso de 3 a 5 determinaciones.

La diferencia entre ambos casos consiste en que a estos discos (muestras) se les hace un agujero central de 11.35 mm de diámetro, el cual se llena de una masa plástica.

Durante el ensayo los punzones ejercen presión sobre la masa plástica y esta presión de forma hidrostática se transmite a la muestra, donde se producen tensiones a tracción en forma radial. El esquema de ensayo se muestra en la figura II.8.

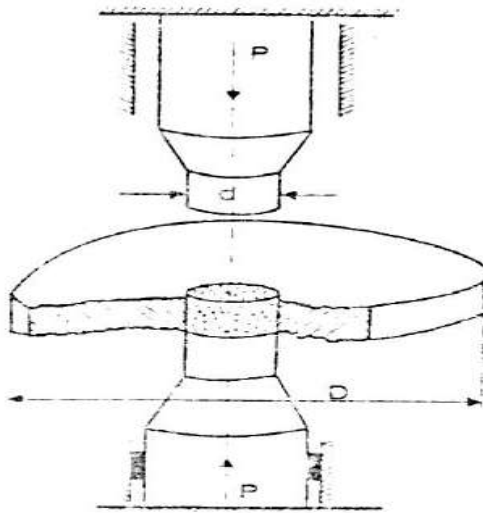


Figura.II.8.Esquema de ensayo a tracción con punzones axiales

El límite de la resistencia a tracción por este método se determina por la expresión:

$$R_T = K_p P \frac{d}{D-d} \quad (\text{II.12})$$

Siendo:

P : Presión ejercida por el punzón, Kgf/cm^2 .

K_p : Coeficiente que tiene en cuenta las características plásticas de la resina con que se llena el orificio.

Teniendo en cuenta que resulta muy difícil establecer el valor de K_p para diferentes materiales y en distintos regímenes de carga, se recomienda utilizar para el cálculo de la resistencia a tracción la misma expresión vista para el caso de la resistencia a compresión, pero utilizando en el cálculo el gráfico que se ofrece en la figura II.9.

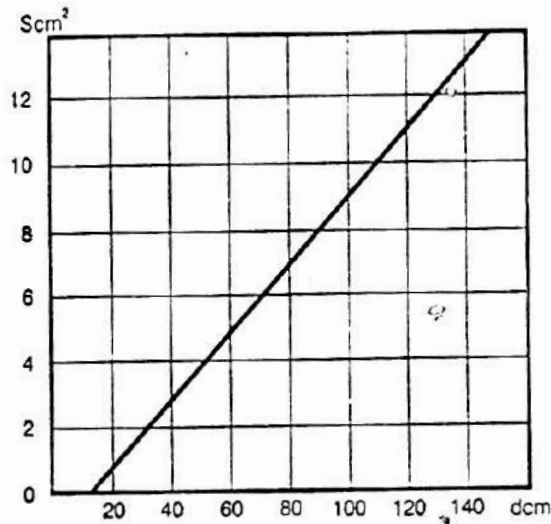


Figura II.9. Gráfico para la determinación del área de cálculo

II.3) Determinación de la resistencia de las roca al cortante

Así como la resistencia a compresión y a tracción de las rocas, su resistencia al cortante representa una de sus características mecánicas más importantes.

El ensayo al cortante se realiza en distintas esferas de la técnica. Donde más difusión ha tenido este ensayo es en la Mecánica de Suelos, ya que este se corta fácilmente al aplicársele diferentes cargas a compresión. Este ensayo permite calcular dos índices muy importantes, la cohesión C , y el ángulo de fricción interna φ .

Por resistencia al corte se entiende la resistencia al desplazamiento que posee una parte de la muestra en relación con la otra.

La resistencia al cortante generalmente se determina como la relación entre la magnitud de la fuerza tangencial P en kg con el área de corte F en cm^2 .

$$\tau_{cor} = \frac{P}{F} = \sigma_{cor} \cdot \text{kg/cm}^2 \quad (\text{II.13})$$

Se conoce una gran cantidad de esquemas, recomendados por diferentes autores para determinar la resistencia al cortante, los cuales en dependencia del método de aplicación de la carga externa se pueden unir en los siguientes grupos:

1. Cortante directo de la muestra.
2. Corte mediante la torsión de la muestra.

3. Corte con compresión.

Cortante directo de las muestras. En el laboratorio la resistencia al cortante se obtiene mediante la aplicación directa de fuerzas de corte a las muestras ensayadas. Este tipo de ensayo para la roca ha sido poco difundido.

Resistencia al cortante por torsión. La determinación de la resistencia al cortante en la roca por torsión ha sido muy poco estudiada por los investigadores. Generalmente los ensayos se han realizado en prismas de sección cuadrada en los extremos y circular en el centro. Al preparar las muestras siempre su eje coincidió con la estratificación, de otra forma no se realiza ya que la unión entre las capas es muy débil.

Ensayo de corte con compresión

Se recomienda el empleo de muestras con un diámetro de 40 a 45 mm y altura de 70 mm.

Para este ensayo se utiliza una instalación que posee un juego de matrices lo que permite variar su ángulo de inclinación α respecto a la horizontal (ver figura II.10).

Se recomienda que los valores de α oscilen de 30° a 60° , pudiendo variarse los ángulos de 5 en 5. Se deben considerar como valores principales los de 30 , 45 , y 60 grados.

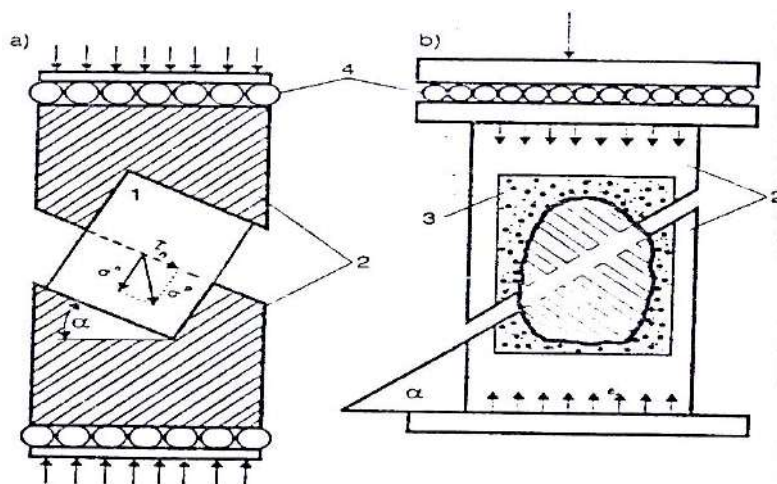


Figura.II.10. Determinación de la resistencia al cortante por el método de corte con compresión.

Las tensiones normales (σ) y tangencial (τ) se determinan:

$$\sigma = \frac{Q \cos \alpha}{S} \quad (II.14)$$
$$\tau = \frac{Q \sen \alpha}{S}$$

Siendo:

Q : Carga actuante, Kgf

S : Área de corte de la muestra, cm²

El ensayo se debe realizar por lo menos 3 veces para cada valor.

II.4) Métodos para determinar la resistencia de las roca a flexión

El ensayo a flexión de las muestras se puede realizar por uno de los siguientes esquemas:

- a) La muestra en forma de barra (viga) se coloca sobre dos apoyos y la carga concentrada se aplica en el centro de los dos apoyos (esquema de los tres puntos). (Ver figura II.11).

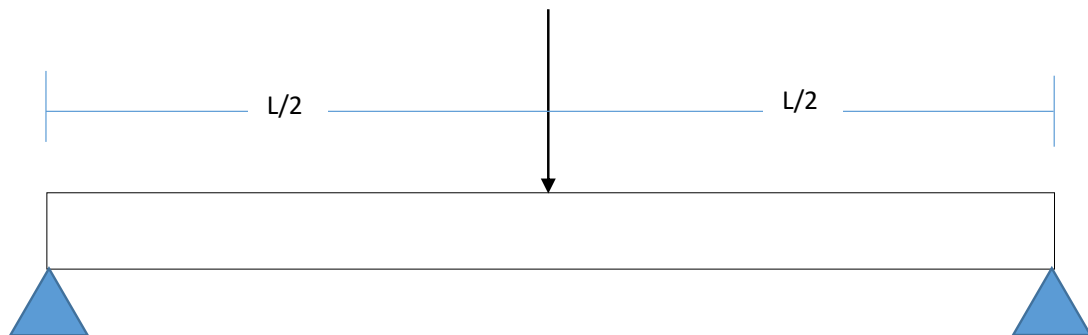


Figura. II.11. Esquema del ensayo a flexión por los tres puntos.

- b) Esquema del ensayo a flexión por cuatro puntos, en este caso la barra de rocas esta sobre dos apoyos, y cargada por dos fuerzas concentradas aplicadas a la misma distancia de los apoyos. (ver figura II.12).

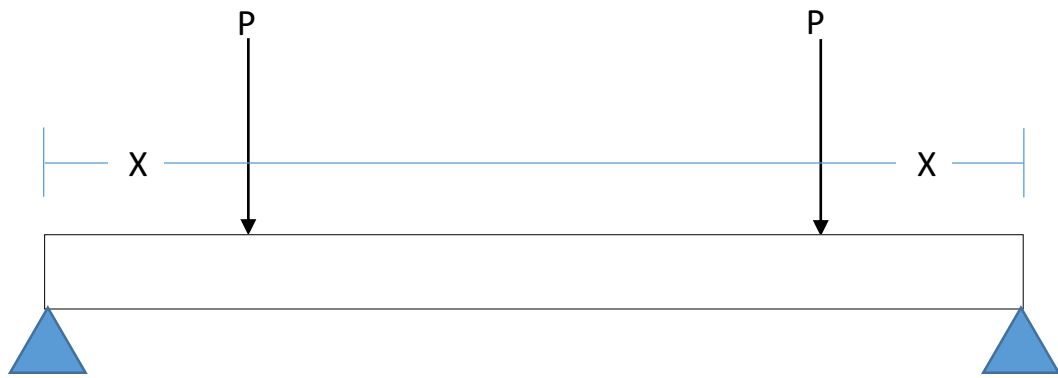


Figura. II.12.- Esquema del ensayo a flexión por cuatro puntos.

- c) la barra se coloca en consola o voladizo con una carga concentrada aplicada en su extremo. (ver figura II.13).



Figura II.13.- Esquema de ensayo a flexión por consola

Los ensayos para todos los esquemas se realizan con ayuda de prensas hidráulicas o mecánicas ordinarias, las cuales poseen los dispositivos correspondientes para el ensayo a flexión, o sea, placas con dos apoyos móviles y cuñas para efectuar dicho ensayo.

Ambos apoyos y la cuña tienen en sus extremos rodillos, con el objeto de disminuir al máximo la concentración de las tensiones en dichos apoyos. Para efectuar el ensayo por el segundo o tercer esquema se necesitan dispositivos adicionales, por ejemplo, para el segundo esquema se necesita otra cuña, o sea, dos; y para el tercero, una pieza que permita cargar la viga por su extremo.

Los resultados más convincentes se han obtenido para el ensayo a flexión por el segundo método o esquema, al cual a veces se le ha llamado el ensayo de la flexión pura.

La determinación de la resistencia a flexión por el tercer esquema, o sea, empleando una viga en consola, es el que da resultados más alejados de la realidad, ya que en el lugar donde se fija la viga, ocurre una gran concentración de tensiones, por esa razón este esquema no

se recomienda para determinar la resistencia a flexión de las rocas en las condiciones de laboratorio.

Para el ensayo a flexión de las rocas, la forma de las muestras más frecuentemente empleada es la prismática con sección rectangular o cuadrada. Las dimensiones de las muestras no están reglamentadas sino que dependen de las posibilidades de instalación de ensayo, así como la de estructura, textura y grado de agrietamiento de la roca que se ensaya.

Para la determinación de la resistencia a la flexión se deben emplear muestras que tengan un área de sección transversal no menor a 10 cm^2 y se debe cumplir que la relación entre la longitud del lado mayor de la muestra y la del menor no debe ser mayor que 1.5.

Además de estas dimensiones de la sección transversal de la viga (muestra) en la magnitud que se obtenga de la resistencia a flexión influye la relación que existe entre la distancia entre apoyo y la altura de la viga.

Para el ensayo de la resistencia a flexión según el esquema de los 3 puntos (ver figura II.11) se recomienda, por muchos investigadores que esta relación debe estar ente 5.0 y 10.

En el esquema de ensayo denominado a flexión pura un parámetro importante es la distancia entre las 2 fuerzas concentradas que actúan, ya que se ha comprobado experimentalmente que a medida que aumenta dicha distancia van obteniéndose menos valores de la resistencia a la flexión.

Esto sucede debido a que con el aumento de la distancia entre las fuerzas concentradas, crece la zona de acción de los momentos flectores máximos, y por ende aumenta la posibilidad de que en esta zona de momentos máxima se encuentra el sector donde este la sección más débil de la viga.

Durante los ensayos a flexión la velocidad de aplicación de la carga provoca una influencia marcada en la resistencia a flexión, aumentando el valor de resistencia que se obtiene con el aumento de la velocidad de carga. Se recomienda para estos ensayos una velocidad de aplicación de 2Mpa.S.

Al realizar los ensayos hay que prestar gran atención en la colocación de la muestra sobre los apoyos, así como a la correcta colocación de las cuñas con rodillos que cargan las muestras.

La resistencia a la flexión (σ_f) se calcula por la siguiente expresión:

$$\sigma_f = \frac{M_{f\max}}{W} . kgf/cm^2 \quad (II.15)$$

Siendo:

$M_{f\max}$: Momento flector máximo, que corresponde a la carga de destrucción $kgf - cm^2$

W : Momento de resistencia o módulo de sección que se determina por la siguiente formula.

$$W = I / \frac{h}{2} \quad cm^2 \quad (II.16)$$

Siendo:

I : Momento de inercia, cm^2

h : Altura de la muestra, cm .

Para el caso de una sección rectangular

$$W = \frac{b h^2}{6} \quad (II.17)$$

Siendo:

b : Ancho de la muestra, cm .

Según algunos investigadores se considera que la formula anterior para el cálculo de σ_f es válido para aquellos casos en que la relación entre la longitud de la muestra (ℓ) y su altura (h) sea mayor que 8.

Para los casos en que $\ell/h < 8$ se recomienda emplear la expresión:

$$\sigma_f = \frac{M_{f\max}}{W} - 0.266 \frac{P_{\max}}{F} \quad (II.18)$$

Siendo:

$P_{\max}$: La carga de destrucción, kg .

F : Área de la sección transversal de la muestra, cm^2 .

Para la determinación de la σ_f en cada prueba se recomienda realizar de 5 a 10 ensayos en dependencia de las características de la muestra y la precisión de los resultados que se quieran obtener.

II.5) Resistencia a largo plazo

Durante el estudio, teniendo en cuenta el factor tiempo, de procesos de deformación y/o destrucción del macizo alrededor de las excavaciones y también durante el cálculo de diferentes fortificaciones, en muchos casos se recomienda emplear el límite de resistencia a largo plazo de las rocas.

Este parámetro se puede caracterizar con el coeficiente de resistencia a largo plazo R_{LP} que viene dado por la siguiente relación:

$$R_{LP} = \frac{R_c^t}{R_c^i} \quad (\text{II.19})$$

Siendo:

R_c^t : La resistencia de la roca para un determinado periodo de tiempo.

R_c^i : La resistencia instantánea de la roca.

Algunos valores de este coeficiente se dan en la siguiente tabla.

Tabla. II.1. Valores de R_{LP}

Tipo de roca	R_c^t/R_c^i
Areniscas	0.72-0.78
Calizas	0.75-0.80
Rocas Arcillosas	0.48 a 0.53
Yeso	0.60 a 0.65
Sal de piedra	0.70 a 0.72

La variación de la resistencia a largo plazo de la roca con el tiempo, puede describirse mediante la expresión de una curva logarítmica

$$R_{LP} = \sigma_c^L + \log \frac{K_t}{t} \quad (\text{II.20})$$

Siendo:

K_t : Coeficiente de tesura (estoicidad) de las rocas.

t : Tiempo de aplicación de la carga.

Para el estudio de esta propiedad en condiciones de laboratorio las variantes más usadas son: con el empleo de una prensa de palanca que posibilita la acción de la carga durante un largo periodo de tiempo

y con el uso de la denominada prensa de muelle, que se muestra en la figura II.14.

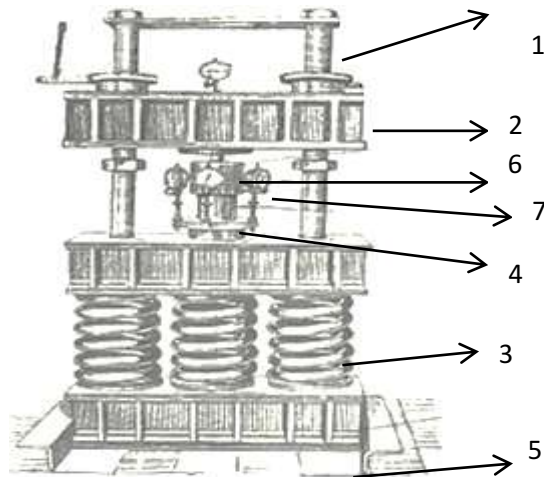


Figura II.14. Representación de una prensa de muelle.

Esta prensa consta de 2 columna o apoyo (1) por los que se desplazan libremente los travesaños (2). El travesaño inferior descansa sobre varios muelles (3).

La muestra de roca (4), que se recomienda sea de forma cilíndrica y de 70 mm de diámetro y 140 mm de altura, se coloca entre los platos de la prensa. Toda la estructura descansa sobre una base inferior (5).

Por la parte superior de la muestra se coloca un cabezal (6) al cual van fijado cuatro indicadores tipo reloj (7), que deben tener una precisión de 0.001 mm y que tienen como función medir el acortamiento que sufre la muestra bajo la acción de la carga producida en la prensa.

Con los resultados obtenidos se pueden construir diferentes gráficos en dependencia del objetivo deseado; por ejemplo ensayando a compresión lineal para diferentes magnitudes de tensión, se pueden obtener diferentes valores de la deformación en función del tiempo. Como se muestra en la figura II.15.

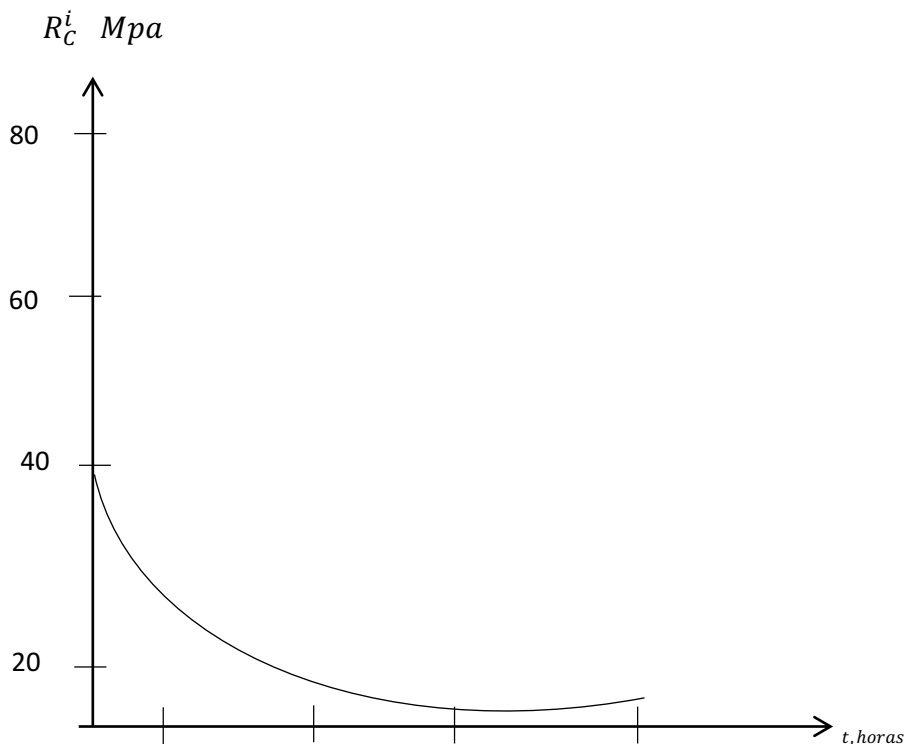


Figura II.15. Gráficos de resistencia a largo plazo para diferentes tensiones.

Para la realización de este ensayo se recomienda cumplimentar las siguientes condiciones:

- Garantizar una distribución uniforme de las tensiones en las caras de la muestra.
- Garantizar una carga constante durante todo el ensayo.
- Emplear equipos que permitan medir la deformación con precisión.

II.6) Pasaporte de resistencia

II.6.1) Teoría de Mohr (círculos de tensiones)

Según esta teoría, la destrucción de las rocas se produce por la acción de la tensión tangencial en el plano donde tiene lugar el estado tensional límite, siendo la magnitud de la tensión tangencial función de la tensión normal que actúa en dicho plano.

Para la caracterización del estado tensional en el punto, Mohr propone construir un diagrama donde se ubican los círculos de tensiones (círculos de Mohr), donde σ_1 y σ_2 y σ_3 , son las tensiones principales en

el punto estudiado y τ las magnitudes de las tensiones tangenciales en los planos analizados. (ver figura II.16).

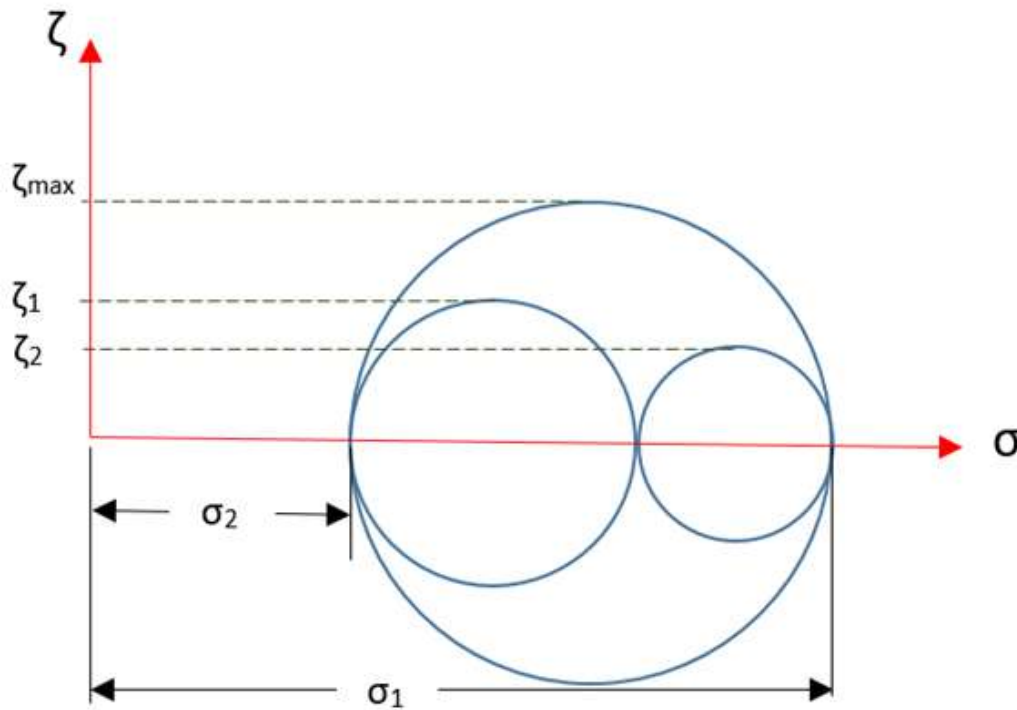


Figura II.16.- Representación de los círculos de Mohr

Del análisis del diagrama, se puede ver que el máximo valor de τ o sea, $\tau_{\text{máx}}$, para cualquier valor de las tensiones normales, se encuentra en el círculo mayor.

Es por esta razón que este círculo, según Mohr, es el que determina la resistencia del material dado, o sea todos los puntos situados dentro de dicho círculo representan estados en que el material se encuentra destruido, mientras que los puntos situados fuera de los límites de dicho círculo representan estados en los que el material no está destruido, o lo que es igual, que el círculo mayor para el estado tensional estudiado representa los valores límites.

De lo anterior se deduce que dos estados tensionales pueden tener un mismo círculo limite independientemente de no tener los círculos interiores iguales, o sea, que la resistencia del material va a determinarse sólo al tener en cuenta las tensiones principales máximas σ_1 y mínimas σ_3 sin que influyan sobre dicha resistencia los valores intermedios de las tensiones principales.

Según Mohr, la interpretación de los resultados de los ensayos puede realizarse por un método gráfico, el cual se explica a continuación.

Para cada estado tensional estudiado, experimentalmente se determinan las magnitudes de estado límite y se representa en forma de círculos de tensiones en un diagrama común. Este conjunto de círculos tiene una envolvente. (ver figura II.17).

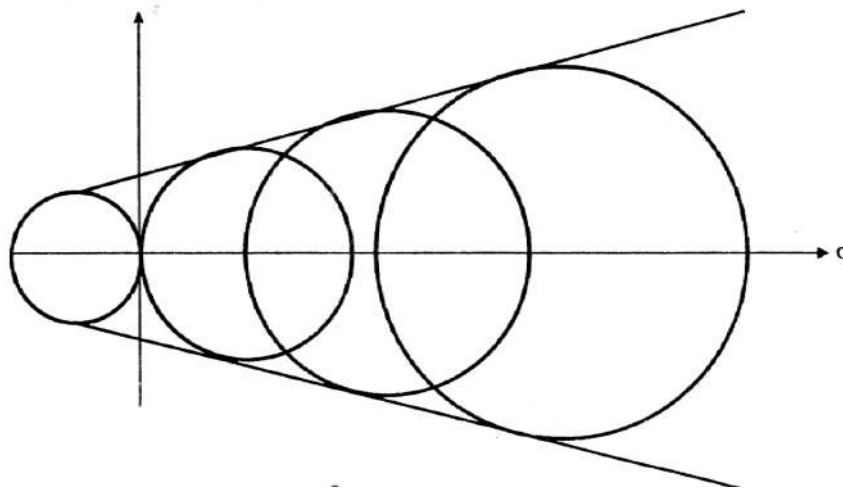


Figura II.17.- Representación de la envolvente a los círculos de tensiones

La peligrosidad de uno u otro estado tensional va a estar determinado por los círculos que la representan en el gráfico, en dependencia de que corten a la envolvente o queden por debajo de ella. En el primer caso, se producirá la destrucción de la roca o material ensayado mientras que en el segundo caso, el estado de destrucción aún no se ha alcanzado.

Según este método, se pueden construir tantos círculos de tensiones como se quiera; el centro de los círculos de tensión va a encontrarse a una distancia del eje de coordenadas de:

$$\frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} \quad (\text{II.21})$$

$$Y \text{ va tener un radio de } \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \quad (\text{II.22})$$

La ecuación de la envolvente a dichos círculos puede escribirse en la siguiente forma:

$$\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} = f \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} \quad (\text{II.23})$$

La determinación de la función anterior para cada material se realiza experimentalmente. El gran número de ensayos realizados al respecto

con numerosos materiales ha permitido establecer las siguientes condiciones que la envolvente debe cumplir:

- a) Debe ser continua y simétrica en relación con el eje σ , cerrada en la zona de tracción y abierta en la zona de compresión.
- b) La derivada de esta curva en todo su intervalo desde el valor de σ_t hasta el valor de σ_c debe ser igual o mayor que 0.
- c) La envolvente corta en la zona de tracción al eje σ en un punto $\sigma = \sigma_t$ y $\tau=0$, los puntos de la envolvente situados a la izquierda no existen.
- d) El radio de curvatura de la envolvente en el punto en que ella corta al eje σ es igual a cero.

La envolvente a los círculos de tensiones debe abarcar todas las características límites del estado mecánico del material que se estudia.

Colocando en el diagrama, dado en la figura II.18 valores de σ y τ , se pueden representar círculos de tensiones que correspondan a diferentes estados tensionales.

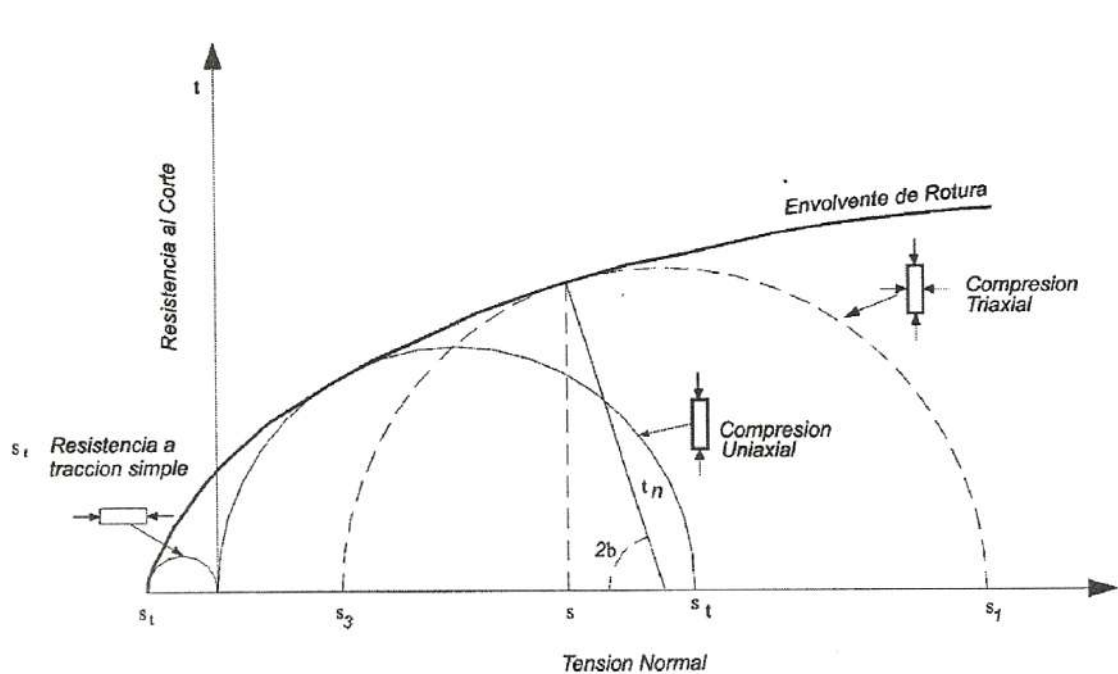


Figura II.18. Representación de diferentes círculos de tensiones en la envolvente.

Como se ve en la figura el círculo más pequeño situado a la izquierda del eje corresponde a un estado de tracción pura, en el que $\sigma_1 = \sigma_T$ y $\sigma_2 = \sigma_3 = 0$; en tanto que el círculo límite más pequeño situado a la derecha del eje de ordenada corresponde a un estado lineal de compresión; por último el círculo de tensiones más grande corresponde a un círculo de tensiones volumétricas. Como es de suponer en esta representación pueden situarse otros círculos que representen situaciones tensionales diferentes.

En la práctica, generalmente se denomina a la construcción y representación gráfica de la envolvente a los círculos de tensiones "Pasaporte de Resistencia".

En el gráfico (figura II.19) se representa un pasaporte de resistencia. En este la magnitud OA representa el límite de la resistencia lineal a tracción en tanto que la magnitud ON el límite de la resistencia lineal a compresión. La curva ABD es la envolvente a los círculos de tensiones.

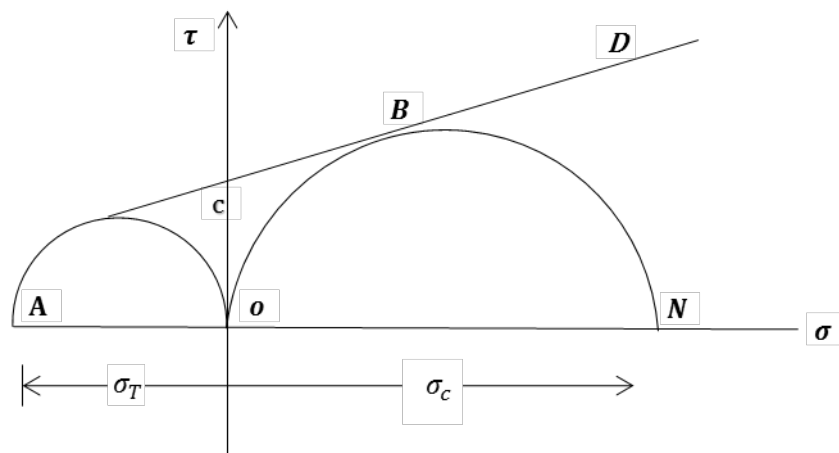


Figura II.19. Pasaporte de resistencia

Del gráfico se puede tomar el tramo BD de la envolvente como recto, lo cual no introduce un error apreciable. De tal forma se puede escribir:

$$\tau = C + \sigma_n \operatorname{Tg} \rho = C + \sigma_n f_0 \quad (\text{II.24})$$

Siendo:

ρ : Ángulo de fricción interna. En el gráfico corresponde al ángulo formado entre el eje de las abscisas σ y la tangente BD a la envolvente.

f_0 : Coeficiente de fricción interna.

C : Parte de la ordenada que es cortada por la tangente BD a la envolvente y que corresponde a la fuerza de cohesión.

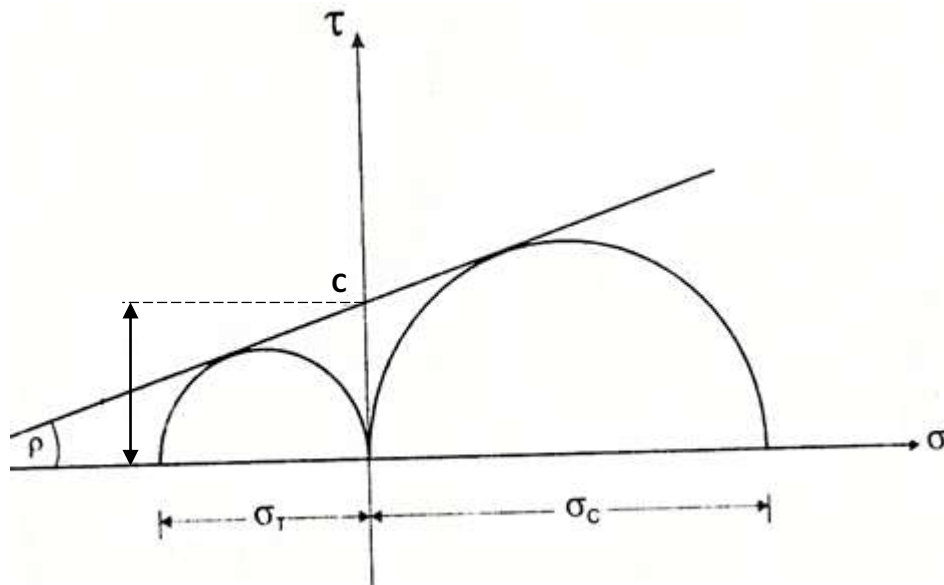
De esta forma, los valores de p y C como se mencionó anteriormente, pueden ser determinados gráficamente del pasaporte.

II.6.2.) Tipos de envolventes

En la actualidad son utilizadas diferentes formas para representar las envolventes: en forma lineal, cicloidal, parabólica e hiperbólica.

Envolvente lineal

Esta forma de envolvente (Ver figura II.20) en la actualidad se utiliza mucho para el estudio en rocas sueltas y en suelos.



FiguraII.20.Representación de una envolvente lineal

La ecuación de la envolvente en un sistema de coordenadas $\sigma - \tau$ se expresa:

$$\tau = \sigma \tan \rho + C \quad (II.25)$$

Envolvente cicloidal

La ecuación de esta envolvente en coordenadas $\sigma - \tau$ se puede expresar:

$$\sigma + \sigma_T = \frac{1}{2} k_0 (4\psi + \text{sen } 4\psi) \quad (\text{II.26})$$

$$\tau = \frac{1}{2} k_0 (1 - \text{sen } 4\psi) \quad (\text{II.27})$$

Siendo:

σ_T : Límite de resistencia a la tracción biaxial.

k_0 : Constante que tiene dimensiones tensionales.

Por lo que esta forma de envolvente solo se debe emplear para describir propiedades mecánicas en un limitado diapasón de valores de la resistencia lineal a compresión.

Del gráfico se obtiene:

$$\sigma = \frac{1}{2} (\sigma_1 + \sigma_2) - \frac{1}{2} (\sigma_1 - \sigma_2) \cos 2\psi \quad (\text{II.28})$$

$$\tau = \frac{1}{2} (\sigma_1 - \sigma_2) \text{sen } 2\psi \quad (\text{II.29})$$

Si se coloca los valores obtenidos de σ y τ en la expresión II.27, después de eliminar ψ se llega a la ecuación de la envolvente expresada por las tensiones principales:

$$\sigma_1 - \sigma_2 = 2k_0 \text{sen} \left(\frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2k_0} + \frac{\sigma_T}{k_0} \right) \quad (\text{II.30})$$

El ángulo ψ posee un sentido físico, ya que define la posición de posibles cortes.

La envolvente cicloidal no describe correctamente el comportamiento del material en el sector de tracción, debido a que su radio de curvatura, en el punto de intersección con el eje σ es igual a cero, lo que traería consigo que el límite de la resistencia biaxial a tracción fuese mayor que el de la resistencia lineal a tracción, lo que no es factible.

De tal forma esta envolvente no puede ser empleada cercana a puntos con $\sigma = -\sigma_T$ o cuando se cumple la expresión:

$$\sigma_x + \sigma_y = -2\sigma_T + \pi k_0 \quad (\text{II.31})$$

Para ampliar el campo de aplicación de este tipo de envolvente, ella se puede emplear en combinación con una lineal.

Envolvente parabólica

Esta forma de envolvente, en coordenadas $\sigma - \tau$ se expresa por la siguiente ecuación:

$$|\tau|^m = \lambda(\sigma + H) \quad (\text{II.32})$$

Para $1 < m < 2$.

Siendo:

λ : Constante que tiene dimensiones de tensión.

H : Resistencia a la tracción.

m : Parámetro que se determina experimentalmente.

Los parámetros λ , H y m se determinan experimentalmente.

La envolvente parabólica tiene un radio de curvatura igual a cero en el punto en que ella corta al eje σ , ver figura II.21.

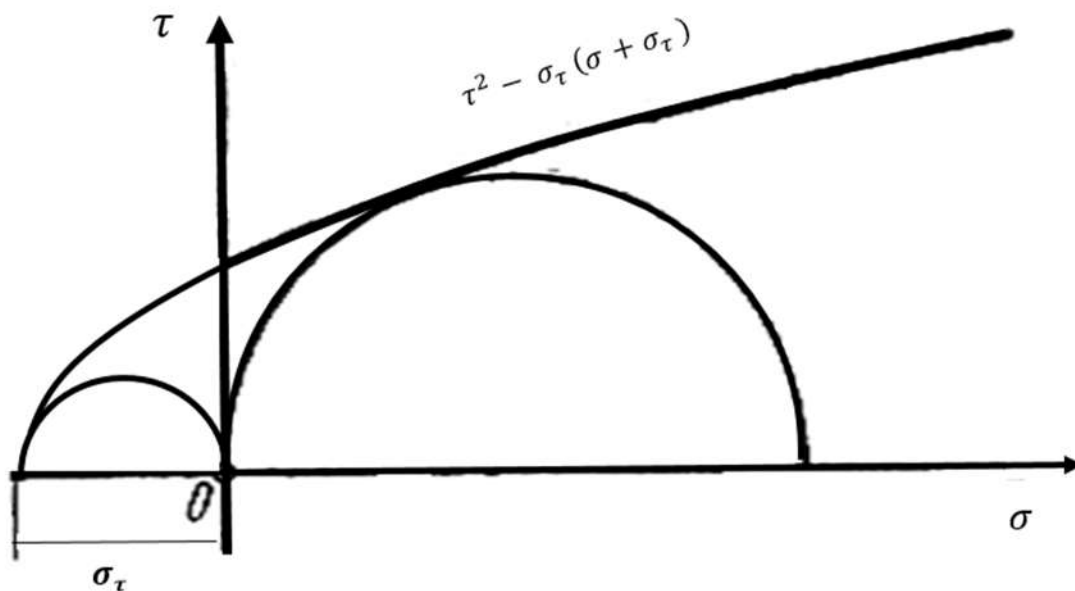


Figura II.21. Representación de una envolvente parabólica

Envolvente hiperbólica

La ecuación de la envolvente hiperbólica se da por la siguiente expresión:

$$\sigma + \sigma'_T = a (\cos \text{hip } 2t - 1) \quad (\text{II.33})$$

$$\tau = b (\text{sen hip } 2t) \quad (\text{II.34})$$

Siendo:

a y b : Constantes que determinan la posición de la asíntota (1) a la hipérbola (ver figura II.22).

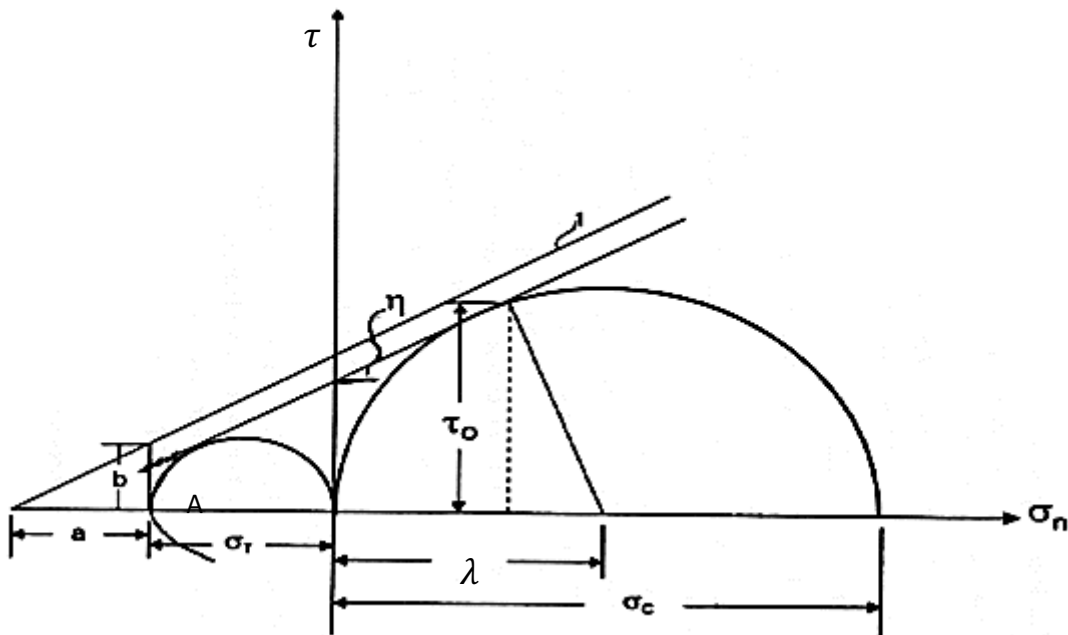


Figura II.22. Envolvente hiperbólica.

El diámetro del círculo de curvatura en la cúspide de la envolvente a la hipérbola es igual a $2b^2 / a$ y también es igual a la resistencia a tracción (σ_T).

II.6.3.) Métodos para la construcción de los pasaportes de resistencia

En la actualidad se emplean cuatro métodos para la construcción de pasaportes de resistencia, los cuales son:

- a) Método de compresión triaxial
- b) Método de corte con compresión
- c) Método de cálculo
- d) Método basado en los resultados de σ_C y σ_T

Método de compresión triaxial

Este método es generalmente conocido por el nombre de método de Karman ya que este investigador propuso y desarrollo el primer

procedimiento empleado para comprobar experimentalmente la teoría de Mohr.

Este método consiste en crear en la muestra que se ensaya el correspondiente estado tensional al establecer las tensiones límites que corresponden al límite de destrucción del material ensayado. Para la realización de lo anteriormente expuesto, Karman ideó y preparó un equipo que consistió en una cámara de alta presión dentro de la cual se debían colocar las muestras por ensayar.

Las muestras, según Karman deben tener un diámetro de 40 mm y una altura de 110 mm, donde se creaba un estado tensional tal que $\sigma_1 > \sigma_2 = \sigma_3 > 0$, donde σ_2 y σ_3 son las tensiones principales en el plano x,y y σ_1 la tensión principal según la dirección del eje longitudinal de la muestra. (Plano vertical.)

Variando las magnitudes de las tensiones principales σ_2 y σ_3 se obtienen distintos valores límites para σ_1 y por la diferencia entre las tensiones principales máximas (σ_1) y mínimas (σ_3) se construyen los correspondientes círculos de tensiones, después de lo cual se construye la envolvente a ellos.

Métodos de corte con compresión

Los experimentos se realizan en instalaciones especiales para el ensayo de esfuerzos al cortante, o sea, en las llamadas matrices de corte. Variando la inclinación de la superficie de corte, o sea, el ángulo α se va obteniendo distintos valores para las fuerzas normales y tangenciales.

Habitualmente, en los trabajos de laboratorio se varía el ángulo α de 5 en 5 desde 30° a 60°, debiéndose tomar como ángulos principales 30°, 45° y 60°. Para dichos ensayos se pueden emplear muestras de formas prismáticas y cilíndricas y hay casos que hasta de forma irregular, en dependencia del tipo de matriz que posea la instalación.

Cada ensayo debe realizarse de 3 a 5 veces, para determinar la media aritmética de las magnitudes de las tensiones normales y tangenciales en el momento del corte, esto se realiza para cada valor de α que se analice y después se construye la dependencia $\tau = f(\sigma)$ la cual se expresa como la envolvente a los círculos de tensiones de Mohr. (Ver figura II.23)

El cálculo de las tensiones σ y τ en el plano de corte se realiza basado en la suposición de que la distribución de estas tensiones en dicho plano es uniforme; se utilizan las siguientes fórmulas:

$$\tau = \frac{P}{hd} \operatorname{sen} \alpha \quad (\text{II.35})$$

$$\sigma = \frac{P}{hd} \cos \alpha \quad (\text{II.36})$$

Siendo:

P: Carga límite, kgf.

h: Altura de la muestra, cm

d: Diámetro de la muestra, cm

α : Ángulo formado entre el plano de corte y la dirección de la carga P.

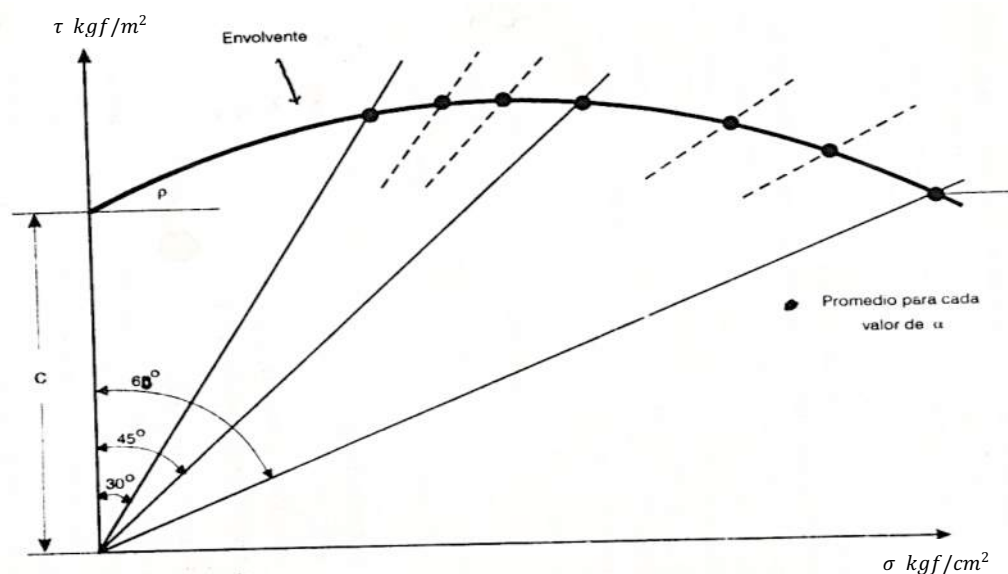


Figura II.23. Pasaporte de resistencia por el método de corte con compresión

Construcción de la envolvente por el método de cálculo

M. Protodiakonov, basado en los resultados por él obtenidos, llegó a la conclusión de que existe una forma única de envolvente para todas las rocas, la cual en el sistema de coordenadas x-y se describe con la siguiente expresión:

$$\gamma = \gamma_{max} = \left(\frac{x^2}{x^2 + a^2} \right)^{\frac{3}{8}} \quad (II.37)$$

Protodiakonov establece también, basado en una serie de resultados experimentales, que para las rocas, la relación $\tau_{m\acute{a}x}/a$ permanece aproximadamente constante e igual a 0,73.

Esta relación constante muestra que las envolventes para distintas rocas son semejantes en forma y se diferencian solamente en la escala y la disposición de los círculos de tensiones.

A partir de lo anteriormente expuesto, se puede expresar en forma aproximada la ecuación de la envolvente:

$$l = \left(\frac{k^2}{k^2 + 1} \right)^{\frac{3}{8}} \quad (II.38)$$

Siendo:

$y - \tau$: Tensión tangencial según el plano de destrucción.

$x = \sigma + \sigma_T'''$: Suma de la resistencia a la tensión normal (σ) en caso de compresión uniaxial y la resistencia a la tracción multilateral, kgf/cm².

K : Parámetro de cálculo.

A partir de las anteriores expresiones se puede decir que la envolvente está caracterizada por dos parámetros.

$\gamma_{max} = \tau_{max}$: Resistencia máxima de la roca al corte,

a : Parámetro de forma de la envolvente.

Si se admite que la relación $\tau_{max} / a \approx 0,73$ entonces para la construcción de la envolvente es suficiente conocer la resistencia de la roca a tracción y compresión en estados uniaxiales. Para la construcción de la envolvente mediante el empleo de este método, se recomienda utilizar los valores de los parámetros de cálculo dados en la tabla II.2.

Tabla II.2: Parámetros de cálculo de Protodiaconov

K	l	K_1+q_1	q_1	q_2	q_2/ q_1
2.0	0.920				
1.8	0.904				
1.6	0.884				
1.4	0.865				
1.2	0.824				
1.0	0.771				
0.9	0.740				
0.8	0.700				
0.7	0.660				
0.6	0.608	1.258	0.479	0.666	1.39
0.5	0.544	1.133	0.443	0.661	1.49
0.4	0.467	0.992	0.398	0.654	1.64
0.3	0.3975	0.829	0.342	0.636	1.86
0.2	0.2947	0.636	0.271	0.597	2.21
0.1	0.1772	0.403	0.179	0.531	2.97
0.08	0.1508	0.3477	0.1567	0.508	3.25
0.06	0.1208	0.2880	0.1310	0.473	3.61
0.05	0.1056	0.2565	0.1175	0.453	3.85
0.04	0.0894	0.2218	0.1028	0.421	4.10
0.03	0.0721	0.1855	0.0875	0.387	4.48
0.02	0.0532	0.1446	0.0685	0.344	5.04
0.01	0.0316	0.0960	0.0460	0.279	6.08
0.008	0.0268	0.0848	0.0408	0.258	6.32
0.006	0.0215	0.0716	0.0346	0.229	6.62
0.005	0.0188	0.0646	0.0313	0.215	6.86
0.004	0.0158	0.0566	0.0275	0.202	7.35
0.003	0.0129	0.0484	0.0236	0.185	7.85
0.002	0.0094	0.0388	0.0190	0.166	8.74
0.001	0.0056	0.0267	0.0132	0.132	10.0
0.0009	0.0052	0.0255	0.0126	0.130	10.3

0.0008	0.0048	0.0240	0.0119	0.127	10.7
0.0007	0.0043	0.0223	0.0110	0.123	11.2
0.0006	0.0038	0.0205	0.0101	0.115	11.4
0.0005	0.0033	0.0185	0.0091	0.107	11.8
0.0004	0.0028	0.0163	0.0080	0.100	12.5
0.0003	0.0022	0.0141	0.0068	0.091	13.2
0.0002	0.0017	0.0114	0.0056	0.081	14.5
0.0001	0.0010	0.0080	0.0039	0.068	17.4
0.00008	-	0.0071	0.0035	0.0634	18.2
0.00006	-	0.0062	0.0030	0.0586	19.5
0.00005	-	0.0057	0.0028	0.0557	19.9
0.00004	-	0.0051	0.0025	0.0537	21.5
0.00003	-	0.0045	0.0023	0.0500	22.7
0.00002	-	0.0037	0.0018	0.0453	25.2
0.00001	-	0.0026	0.0013	0.0373	29.6
0.000008	-	0.00227	0.00113	0.0362	32.0
0.000006	-	0.001963	0.00098	0.0329	33.6
0.000004	-	0.001603	0.00080	0.0291	36.4
0.000002	-	0.001131	0.00056	0.0241	43.5
0.000001	-	0.000801	0.00040	0.0203	50.7

Siendo:

q_1 y q_2 : Radios adimensionales de los círculos límites para tracción y compresión en estados uniaxiales.

k_1 y k_2 : Coordenadas adimensionales de los centros de los círculos en caso de estados uniaxiales.

La construcción de la envolvente basada en los parámetros adimensionales, se realiza rápidamente. Conociendo por vía experimental los valores de σ_c y σ_T , se pueden calcular al utilizar la tabla, los parámetro adimensionales y el coeficiente a y después construir la curva.

Para una mejor ilustración de este método se desarrolla su metodología de cálculo.

Metodología para la construcción del pasaporte de resistencia según el método de Protodiaconov.

1. Se procede al cálculo de los valores promedio de la resistencia a la tracción y a la compresión:

$$\bar{\sigma}_c = \sum_{1}^n \frac{\sigma_c}{n_c} \quad (\text{II.39})$$

$$\bar{\sigma}_T = \sum_{1}^n \frac{\sigma_t}{n_t} \quad (\text{II.40})$$

Siendo:

η_c : Número de ensayos a la compresión

η_t : Número de ensayos a la tracción.

2. Se determinan los valores de q_1, q_2 y $k_1 + q_{1c}$ para lo que se usa la relación:

$$\frac{\bar{\sigma}_c}{\bar{\sigma}_T} = \frac{q_2}{q_1} \quad (\text{II.41})$$

Y la tabla II.1 vista anteriormente.

3. Se calculan los valores de a_1, a_2 y a

$$a_1 = \frac{\bar{\sigma}_c}{2} = \frac{q_2}{q_1} \quad (\text{II.42})$$

$$a_2 = \frac{\bar{\sigma}_T}{2} = \frac{1}{q_1} \quad (\text{II.43})$$

$$a = \frac{a_1 + a_2}{2} \quad (\text{II.44})$$

4. Se halla el valor de la tensión multilateral a la tracción y se realiza la comprobación:

$$\sigma_T''' = a (k_1 + q_2) \quad (\text{II.45})$$

Si esto se cumple, el cálculo es correcto.

5. Se halla el valor de: τ_{max}

$$\tau_{max} = 0,73 a \quad (\text{II.46})$$

6. Por último se procede a la construcción de la curva a partir de la ecuación:

$$v = \tau_{max} \left(\frac{x^2}{x^2 + a^2} \right)^{3/8} \quad (\text{II.47})$$

Si los valores de $\bar{\sigma}_c$ y $\bar{\sigma}_T$ (empleados en el punto 1) no son del todo confiables, entonces se procede de la siguiente forma:

Se calcula el error medio cuadrático para cada tipo de tensión:

$$\Delta_c = \sqrt{\frac{\sum(\sigma_c - \bar{\sigma}_c)^2}{R-1}} \quad (\text{II.48})$$

$$\Delta_T = \sqrt{\frac{\sum(\sigma_T - \bar{\sigma}_T)^2}{R_T}} \quad (\text{II.49})$$

Siendo:

Δ_c : Error medio cuadrático para las tensiones a compresión

Δ_T : Error medio cuadrático para las tensiones a tracción.

Y se determina la tensión del cálculo a compresión y a tracción:

$$\sigma_c^1 = \bar{\sigma}_c - \tau_c \frac{\Delta_c}{\sqrt{R_c}} \quad (\text{II.50})$$

Y

$$\sigma_T^1 = \bar{\sigma}_T - \tau_T \frac{\Delta_T}{\sqrt{R_T}} \quad (\text{II.51})$$

Siendo:

τ_c y τ_T : Coeficiente student para la compresión y tracción respectivamente para un por ciento de confiabilidad establecido según las características del ensayo.

Después de esto, se entra la metodología con los valores σ'_c y σ'_T en lugar de los valores de $\bar{\sigma}_c$ y $\bar{\sigma}_T$.

Método basado en los resultados σ_c y σ_T

Según este método, experimentalmente por alguno de los métodos conocidos se determinan los valores de σ_c y σ_T en estados uniaxiales. Después, en un sistema de coordenadas se construyen los círculos de tensiones límites y se traza la tangente a ellos, la cual en una primera aproximación se considera como la envolvente. Debido a que según este método solamente se conoce dos puntos, la envolvente que se obtiene tiene forma lineal.

Es conveniente aclarar que lo más habitual, es que los resultados obtenidos por los distintos métodos de construcción de la envolvente no son iguales, por lo que, de ser factible, debe elegirse en cada caso el método más adecuado.



Características de deformación de las rocas

Una de las formas características de manifestación de la carga en los sectores del macizo bajo la influencia de las excavaciones subterráneas es la deformación de las rocas.

Esta deformación puede ser elástica, elasto-plástico y de otras formas no elásticas, dependiendo esto de un gran número de factores.

Para un estudio integral de los diferentes estados deformacionales que se pueden producir, se emplea el denominado diagrama total de deformación, para la obtención del cual es necesario utilizar prensas espaciales que posean una gran rigidez.

III.1) Diagrama de deformación total

Con el empleo del diagrama tensión – deformación longitudinal y tensión – deformación transversal se puede estudiar en detalle las particularidades del proceso de deformación de las rocas.

A medida que crece la deformación de la muestra por la acción de cargas externas desde cero hasta una magnitud dada $\varepsilon_1^t, \varepsilon_1^t$ (para el diagrama tensión – deformación longitudinal y tensión deformación transversal respectivamente) se produce el cierre de los defectos que poseen las rocas (poros, grietas, etc.), esto conduce a que los sectores oa y oa' del diagrama no sean lineales (ver figura III.1).

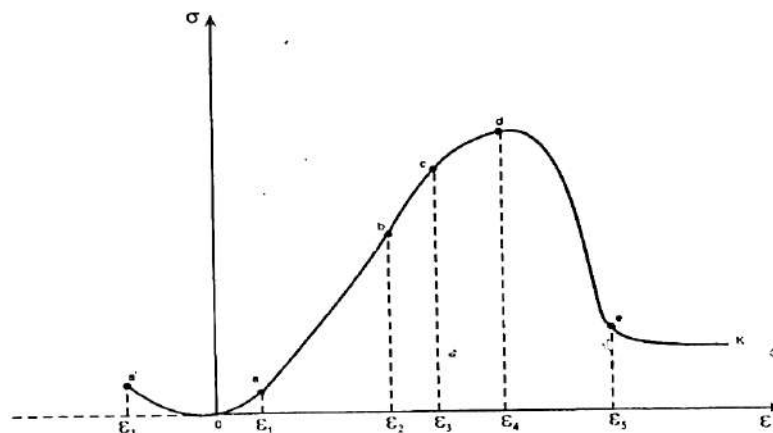


Figura III.1.- Diagrama de deformación total

La deformación posterior de la roca se produce en un estado elástico (ab y a'b') debido a la compresión elástica del esqueleto mineral.

El posterior desarrollo de la deformación conduce al inicio del proceso de agrietamiento de la muestra, como resultado de lo cual se produce

un aumento gradual del coeficiente de deformación transversal lo cual caracteriza la afectación de la dependencia directa entre tensión y deformación transversal ($b'c'$). Durante esto la dependencia entre tensión y deformación longitudinal (bc) conserva su estado lineal.

Debido a la aparición de deformaciones no lineales el coeficiente de relación entre tensión (σ) y deformación (ϵ) pierde su sentido como módulo de elasticidad y se debe entonces considerar a esa relación como el módulo de deformación, el cual tiene un valor numérico inferior al de elasticidad.

Cuando se alcanza la deformación ϵ_3 que como muestra la experiencia, está vinculada a la resistencia a largo plazo de la roca, se inicia el proceso de desarrollo del agrietamiento, que conduce a la destrucción de la dependencia lineal entre (σ) y (ϵ) (sector cd).

Este proceso de agrietamiento ocurre también en el sector $c'd'$, pero ya allí se había afectado la dependencia lineal.

Una vez que se alcanza la deformación límite, que se corresponde con la máxima resistencia de la roca estudiada, o sea, con el límite de resistencia (puntos d y d'), una deformación posterior de la roca es acompañada de un intenso proceso de ensanchamiento volumétrico y una disminución gradual de la resistencia que ofrece la roca, ante la carga actuante. Esto posibilita que se produzca un intenso proceso de agrietamiento

En el punto e del diagrama se produce la separación de la muestra en partes y por eso no es factible una posterior deformación de esta muestra en un estado lineal.

En condiciones de un estado triaxial, debido a la acción de las fuerzas laterales, la separación en partes de la muestra se produce sin un aumento de volumen.

Es característico para el diagrama de deformación total, que en su parte od (od') a medida que aumenta la deformación de las rocas crece también la resistencia ante la acción de la carga, en tanto que en el sector dk (dk') sucede lo contrario a medida que crece la deformación disminuye la resistencia de la roca.

El diagrama de deformación total puede ser dividido en tres sectores característicos que se corresponden con tres estadios diferentes del proceso de deformación (ver figura III.2).

- Sector od (od'): que corresponde hasta el límite de resistencia de la roca.
- Sector de ($d'e'$): que corresponde a la deformación después del límite de resistencia.
- Sector ek ($e'k'$): denominado sector de deformación ruinososa.

La posibilidad de encontrarse la roca en cualquier de estos estados de deformación motiva la necesidad de estudiar sus propiedades en dependencia del estado en que ellas se encuentran.

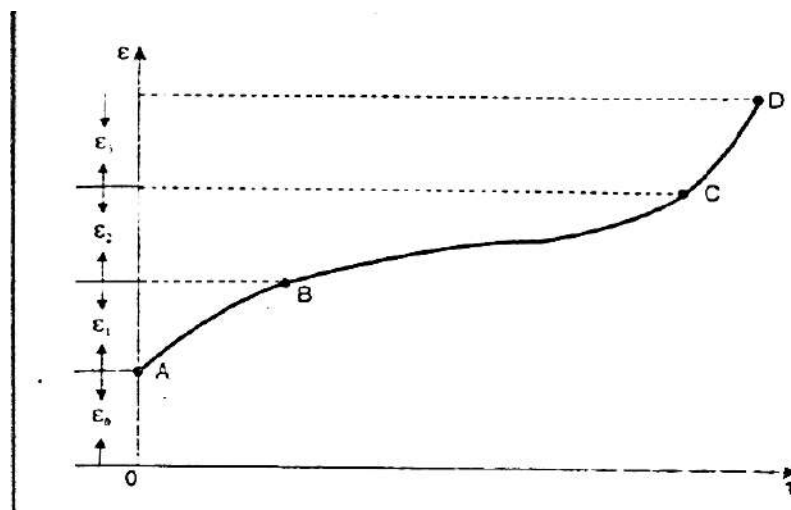


Figura III.2.- Estadios del proceso de deformación

III.2) Deformación elástica

Las principales características de deformación de las rocas, en el campo de la elasticidad, son el coeficiente que relaciona las tensiones y deformaciones (E), el coeficiente de deformación transversal μ y el coeficiente G , que caracterizan la relación entre la fuerza al cortante (τ) y la deformación que esta produce (S).

En el campo elástico, E se corresponde con el módulo de elasticidad y caracteriza a la relación entre la tensión normal y la deformación que se produce en la dirección en que ella actúa.

A diferencia de los metales el límite de elasticidad de las rocas posee un carácter convencional, ya que la deformación residual puede manifestarse, incluso para magnitudes no muy grandes de las tensiones. Por ello en la práctica de mecánica de rocas se utiliza frecuentemente el denominado Módulo de deformación que se determina como la relación entre la tensión, correspondiente al límite

lineal de deformación, con respecto a la magnitud de la deformación relativa producida, lo que es observable en el diagrama de deformación total.

Después del límite de deformación lineal el coeficiente E deja de ser constante y entonces él va a depender del grado de deformación y como regla disminuye a medida que esta aumenta.

Los valores del Módulo de deformación van a ser siempre algo menor que los del Módulo de elasticidad; como ilustración en la tabla III.1. Se ofrecen valores de estos módulos para diferentes tipos de roca.

Tabla III.1.- Valores de los módulos de elasticidad y de deformación.

TIPO DE ROCA	MÓDULO DE ELASTICIDAD 10 ⁻⁴ MPA	MÓDULO DE DEFORMACIÓN 10 ⁻⁴ MPA
Cuarzo, Pirita	3.0 – 3.2	2.5 a 2.7
Gabro y diaclasas	5.8 a 6.1	5.6 a 5.9
Basalto	8.0 a 8.9	7.2 a 7.6
Porfirita	4.4 a 4.8	3.8 a 4.3
Serpentinita	2.4 a 2.8	2.0 a 2.4

III.2.1) Algunas características del proceso de deformación elástica.

La determinación del módulo de elasticidad puede hacerse por el método estático, basado en la medición de la carga actuante sobre la muestra y la de su deformación longitudinal y por el método dinámico, que consiste en determinar la magnitud de E, a partir de la velocidad de traslación de las ondas elásticas a través de la muestra.

La magnitud del coeficiente dinámico (E_D) es en 1.1 a 1.6 veces mayor que el estático (E_e). Esta diferencia se explica por el hecho de que durante el proceso estático de carga (proceso que se mide en segundos) se muestra mucho más intenso el proceso de deformación no elástico, lo que conduce a la disminución de E_e .

En cambio durante los ensayos dinámicos, cuando la carga actúa en centésimas o milinésimas de segundo, estas formas, no elásticas de deformación tienen mucha menos probabilidad de manifestarse.

Como se conoce las rocas se encuentran dentro del grupo de materiales con características anisótropas, que resisten, en formas diferentes los esfuerzos a compresión y a tracción. Es por ello que se debe diferenciar

el módulo de deformación, en dependencia de la dirección en que actúa la carga.

De los resultados de los trabajos experimentales se ha obtenido que: para algunos tipos de esquistos el módulo de deformación a compresión (E_c) es en 1,2 a 1,6 veces mayor que el de tracción (E_t), en tanto que para la norita, diorita esta relación oscila de 1,1 a 1,3 y para los materiales arcillosos es de 1,5 a 5,0.

La diferencia en las características de deformación durante la compresión y la tracción se explica por las diferencias existentes en el proceso de deformación de uno y otro caso.

Así tenemos que durante el proceso de compresión se pueden diferenciar una serie de etapas sucesivas (cierre inicial de grietas, deformación lineal, aparición de nuevas grietas, etc.), mientras que durante la tracción, prácticamente, todo el proceso ocurre simultáneamente.

Las características de deformación de las rocas también dependen del tipo de estado tensional existente. Cuando se varia de un estado tensional lineal a uno triaxial el valor de E aumenta. Esto se relaciona con la variación de la densidad de las rocas y se hace más significativo en rocas porosas. En este caso se necesita una mayor carga para producir la deformación, ya que se aumenta la resistencia de la muestra.

La velocidad de aplicación de la carga también influye sobre la magnitud del módulo de deformación de la roca.

Según los experimentos realizados se conoce que las relaciones entre los valores promedios del módulo de deformación para cargas aplicadas a 100 Mpa/s y a 0.1 Mpa/s, para diferentes rocas son: caliza 1.9 a 2.2, gabro 1.60 a 1.85 y areniscas ≈ 2.0 .

Esta influencia de la velocidad de aplicación de la carga se explica por el hecho de que a menor velocidad de aplicación, el proceso dura más y conjuntamente con las deformaciones elásticas se manifiestan más intensamente las no elásticas.

La mayoría de las rocas no cumplen con una ley de deformación lineal, incluso para el caso de pequeñas cargas las curvas de deformación no son lineales. Para tener en cuenta este efecto durante la solución de diferentes tareas en Mecánica de Rocas, la curva tensión – deformación se puede caracterizar por la relación:

$$\sigma = E \times \xi \times \varepsilon^m \times \varepsilon \quad (\text{III.1})$$

Siendo:

E: Módulo de deformación

ξ : Un parámetro adimensional de aproximación ($\sigma < \xi \leq 1$)

m : Un parámetro adimensional de aproximación ($0 \leq m \leq 1$)

La determinación de los parámetros ξ y m se puede hacer en forma gráfica mediante el alargamiento de las curvas reales $\sigma - \varepsilon$ en coordenadas logarítmicas.

Para la mayoría de las rocas ξ oscila de 0.10 a 0.14, en tanto que se puede tomar de 0.25 a 0.30 según datos de la literatura.

Todos los materiales tienen la capacidad de deformarse, bajo la acción de cargas, no solo en la dirección en que estas actúan, sino también en una dirección perpendicular. Es por ello que una característica importante en el proceso de deformación de las rocas es el coeficiente de deformación transversal μ que representa la magnitud absoluta de la relación entre la deformación transversal y la longitudinal en condiciones de carga lineal.

En el campo de la deformación lineal el coeficiente de deformación transversal se conoce como coeficiente de Poisson y se considera constante para cada tipo de roca. Fuera de los límites de la deformación lineal deja de ser constante.

La variación de la magnitud del coeficiente μ más allá de los límites de la deformación lineal, ha sido observada experimentalmente en diferentes materiales, entre ellas en las rocas. Por ejemplo durante el ensayo de noritas a la compresión lineal, el coeficiente μ ha variado de 0.22, (en el inicio del proceso de agrietamiento) hasta 0.33 más allá del límite de resistencia. Es interesante señalar que en los diapasones en que se manifiestan las mayores resistencias de las rocas puede llegar a 0.5 y más.

III.3) Deformación plástica

La plasticidad por su parte es la propiedad que tienen los cuerpos sólidos de por la acción de cargas externas variar su forma sin destruirse y conservar esa deformación residual aún después que cesa la acción de la carga que la produjo.

Las rocas, en determinadas condiciones mecánicas, se comportan como un material plástico y conservan sin destruirse una deformación residual.

La deformación plástica ocurre más allá del límite de elasticidad de las rocas y comienza por desplazamientos locales de elementos de la red cristalina, que se desplazan por las superficies de desplazamiento, sin destruir la estructura cristalina de la roca.

Si el proceso continua, a causa del aumento de la carga actuante, el desplazamiento de estos granos o elementos puede conducir a la destrucción parcial de la cohesión, a una disminución gradual de la ligazón y a la ruptura de la estructura.

Uno de los índices más empleado para la evaluación cuantitativa del grado de plasticidad de las rocas es el denominado coeficiente de plasticidad (K_p) (ver figura III. 3), el cual es igual a la relación entre el trabajo total invertido para la destrucción de una roca (A_{dest}) con respecto al trabajo gastado en la deformación elástica (A_{elast}), o sea:

$$K_p = \frac{A_{dest}}{A_{elast}} \quad (III.2)$$

Este coeficiente (K_p) será mayor que la unidad, exceptuando el caso en que la destrucción sea frágil, que será igual a 1.

La existencia de características elásticas o plásticas en las rocas, en gran medida va a estar relacionado con las condiciones en que actúa la carga; así tenemos, por ejemplo: que para una carga de acción instantánea muchos tipos de rocas (areniscas, esquistos y otras) se destruyen en pedazos, en una forma típica de un medio frágil, estas mismas rocas para una aplicación gradual de la carga, se comportan como un cuerpo característico y por último, para un periodo largo de aplicación de estas cargas; aparecen deformaciones residuales, o sea, se manifiestan características de la deformación plástica.

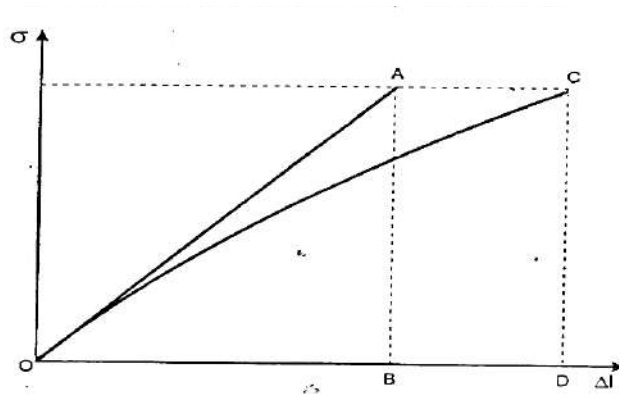


Figura III.3.- Gráfico para la determinación del coeficiente de plasticidad

Es por ello, que se puede decir, que lo referente a la fragilidad, elasticidad y plasticidad tiene un carácter relativo y estos índices pueden considerarse en lugar de propiedades de las rocas, como una forma de su estado.

III.4) Características de deformación de las rocas con el tiempo

Es conocido, de la práctica, que la deformación en las rocas varía con el tiempo y por ejemplo se sabe que los desplazamientos de las rocas desnudas que rodean a las excavaciones subterráneas tienden a desarrollarse con el transcurso del tiempo, que los desplazamientos en las rocas del techo de los frentes largos en las excavaciones de arranque dependen, entre otros factores, de la velocidad de avance del frente de trabajo y así se podrían mencionar muchos ejemplos.

Es por ello que para estudiar y resolver muchos de los problemas en construcción subterránea y minería subterránea no resulta suficiente el conocimiento de las características elásticas y plásticas de las rocas, obtenidas mediante ensayos de laboratorio o in situ con cargas aplicadas durante un corto tiempo, sino que es necesario estudiar el comportamiento de las rocas bajo la acción de cargas aplicadas durante un largo periodo de tiempo.

Las propiedades reológicas de las rocas, son las que caracterizan su comportamiento al deformarse con el tiempo. Las rocas al deformarse con el tiempo, en dependencia de sus características y del estado tensional actuante, pueden comportarse en algunos casos en forma similar a un sólido y en otras como cuerpos viscosos, manifestándose en este último caso las características de fluidez.

La fluidez en las rocas puede ser plástica y viscosa. La primera se manifiesta solo en aquellos casos en que la magnitud de la tensión actuante sobrepasa el límite de fluidez de la roca, en tanto que la segunda puede ocurrir para cualquier momento y desarrollarse para cualquier magnitud de la tensión.

III.4.1) Propiedades reológicas de las rocas

Para la caracterización de las propiedades reológicas de las rocas son muy usados los conceptos: escurrimientos de las deformaciones y relajamiento de las tensiones.

Se denomina escurrimiento de las deformaciones a la capacidad que tienen las rocas de deformarse con el tiempo bajo la acción de cargas constantes. (ver figura III.4).

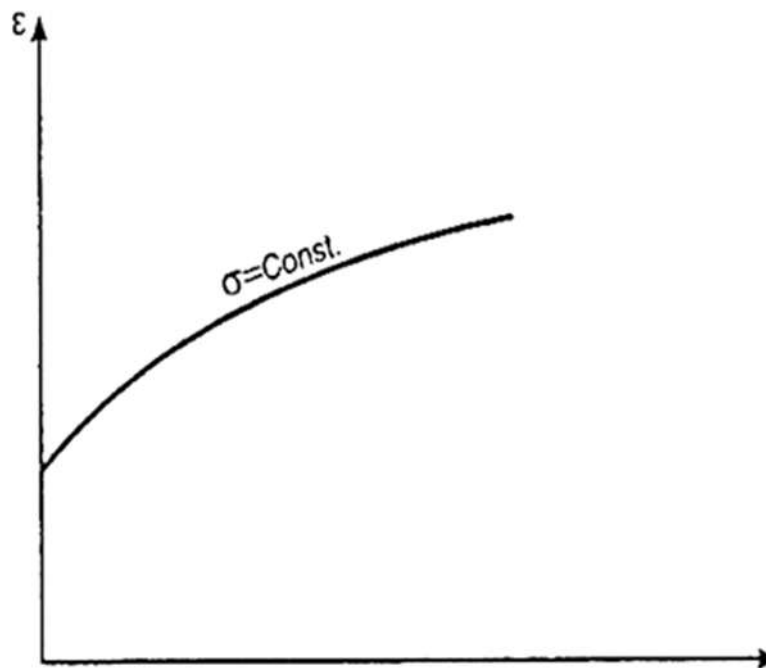


Figura III.4.- Escurrimiento de las deformaciones

En tanto que relajamiento de tensiones es el proceso mediante el cual se produce en la roca la disminución gradual, con el transcurso del tiempo, de las tensiones actuantes, sin que varíe su estado deformacional (ver figura III.5).

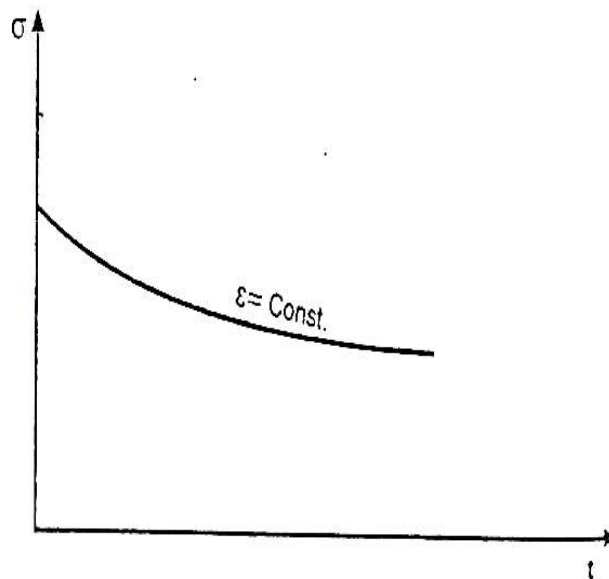


Figura III.5.- Relajamiento de las tensiones

En las rocas de acuerdo a su constitución, características y condiciones de yacencia pueden manifestarse, para una carga constante, deformaciones con diferentes características y grados de intensidad.

De tal forma se aprecia que el escurrimiento de deformaciones puede presentarse en dos formas, a partir de lo que, las rocas se pueden dividir en dos clases: la Primera Clase a la que pertenecen la mayoría de las rocas (areniscas, calizas, peridotitas, granitos, etc.) se caracteriza porque las deformaciones al cabo de un tiempo cesa de aumentar, o sea, tiene un carácter amortiguado (ver figura III.6)

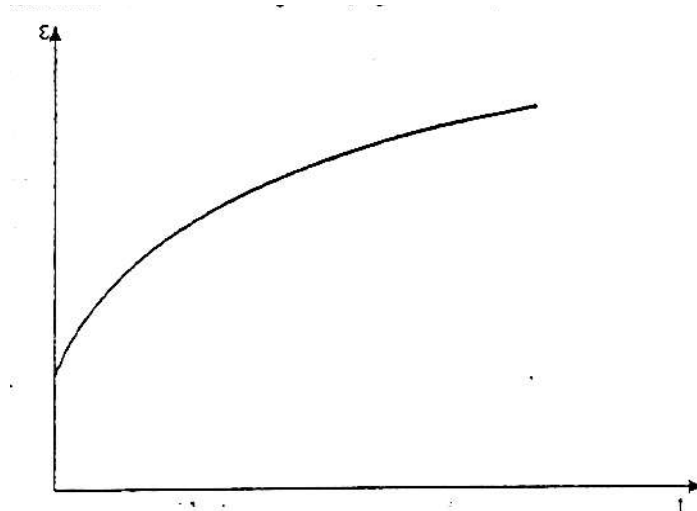


Figura III.6.-Relajamiento de las tensiones

En tanto que la segunda clase, a la cual pertenecen las arcillas y los esquistos arcillosos entre otros, se caracterizan por presentar un carácter no amortiguado en su deformación (ver figura III.7)

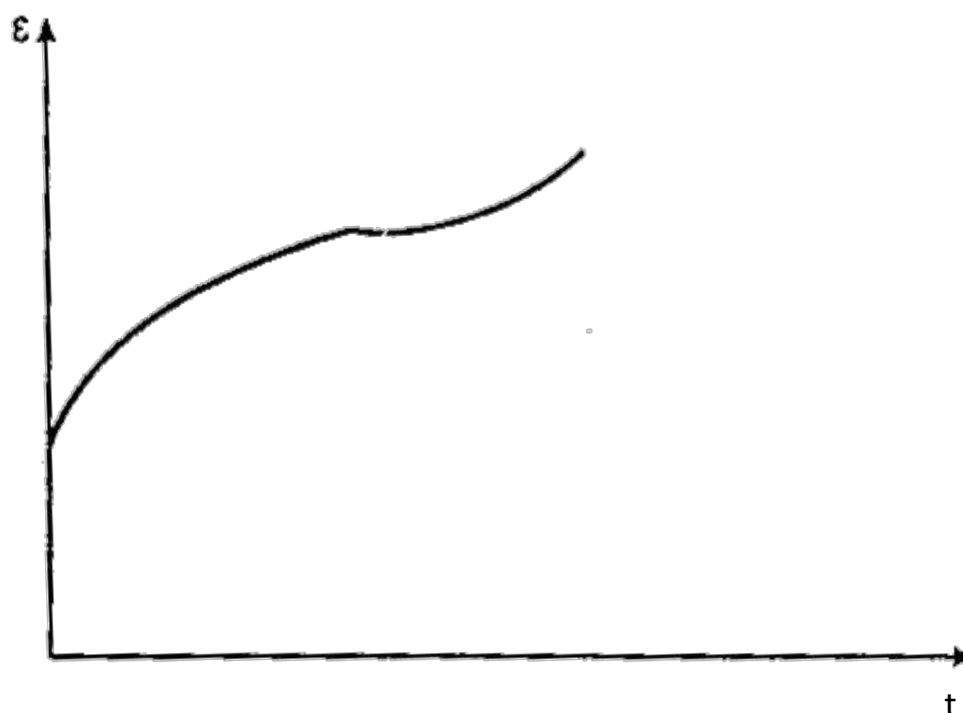


Figura III.7.- Esguerrimiento de las deformaciones para las rocas de la segunda clase

Las investigaciones realizadas han permitido establecer las características principales que deben satisfacer las ecuaciones de las curvas del esguerrimiento:

Para las rocas primera clase:

1. Una carga instantánea es correspondida con una deformación instantánea, existiendo entre ellas una dependencia lineal.
2. La deformación aumenta con el transcurso del tiempo.
3. Para una carga constante, la magnitud de la deformación tiende a un determinado límite, el cual va a depender de la magnitud de la carga actuante.
4. El límite al cual tiende la magnitud de la deformación, tiene una relación no lineal con la carga actuante.

Para las rocas de la segunda clase:

1. No se establece una deformación límite.
2. En un periodo inicial, no muy extenso, la curva del esguerrimiento posee un carácter exponencial, para después pasar a tener una forma lineal.

3. La velocidad de deformación es directamente proporcional a la carga aplicada.

En su forma más completa el carácter de deformación de las rocas, con el tiempo, puede ser caracterizado por la curva de escurrimiento, representada en su forma más general (ver figura III.8)

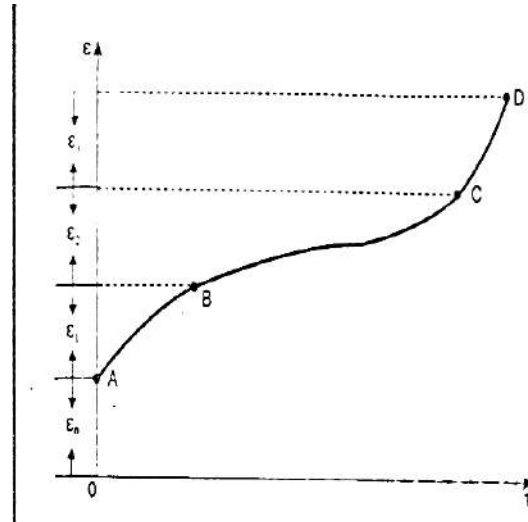


Figura III.8.- Curva de escurrimiento en su forma más general

Del análisis de la curva OABCD se obtiene lo siguiente:

El tramo OA se corresponde con la deformación inicial (ϵ_0) que se produce instantáneamente. En dependencia de la magnitud de la carga actuante esta deformación puede ser totalmente elástica (cuando se produce debido a la compresión elástica del esqueleto mineral y a la eliminación en él del aire y agua) y en parte puede haber deformación no elástica (cuando hay deformaciones irreversibles) debido a la ocurrencia de microfracturas en las rocas.

El tramo AB corresponde a un estado de escurrimiento amortiguado en donde la velocidad de deformación tiende a cero ($\dot{\epsilon}^* \rightarrow 0$). En esta etapa pueden ocurrir tanto deformaciones elásticas, como no elásticas.

El tramo BC de la curva se corresponde con un estado de escurrimiento de las deformaciones no establecido, con una velocidad constante de la deformación ($\dot{\epsilon}^* = \text{constante}$)

Esta etapa de deformación se caracteriza por la deformación de los enlaces estructurales en la roca y por ello al producirse la descarga la deformación solo en parte es reversible

Por último en el tramo CD se manifiesta un aumento en la velocidad de deformación, lo que va acompañado de la intensificación del proceso de destrucción (aparición y desarrollo de las grietas y al final la destrucción de la roca). Este último tramo a veces se denomina de fluidez creciente.

La magnitud total del escurrimiento de la deformación (ε_t) se calcula por la expresión:

$$\varepsilon_t = \varepsilon_0 + \varepsilon_1 + \varepsilon_2 + \varepsilon_3 \quad (\text{III.3})$$

Siendo:

ε_0 : Deformación instantánea.

ε_1 : Deformación durante el escurrimiento amortiguado.

ε_2 : Deformación para la etapa de escurrimiento con la velocidad constante.

ε_3 : Deformación durante la etapa de fluidez.

En ocasiones la expresión anterior se puede escribir:

$$\varepsilon_t = \varepsilon_e + \varepsilon_{noelást.}$$

Y se conoce que:

$$\varepsilon_c = \sigma / \varepsilon_0$$

Siendo:

ε_0 : Módulo inicial de elasticidad (para $t=0$).

En tanto que las deformaciones no elástica, en el proceso de escurrimiento, aumenta según una ley exponencial (como muestran los resultados experimentales) y tienden a un determinado límite, el cual en forma no lineal, depende de las tensiones actuantes.

Para la condición de un proceso de deformación ilimitado en el tiempo, se puede decir que:

$$\varepsilon_{noelást.} = \varepsilon_{\infty} = \frac{\sigma}{E_{\infty}} \quad (\text{III.4})$$

Siendo:

ε_{∞} y E_{∞} : Deformación y módulo de deformación para un largo periodo de acción de la carga

Esta deformación ε_{∞} se puede representar en forma de una curva exponencial.

$$\varepsilon_{\infty} = A \left(\frac{\sigma}{E_0} \right)^m \quad (\text{III.5})$$

Siendo:

A y m : Parámetros de la roca.

De tal forma la ecuación del escurrimiento de las deformaciones se puede escribir:

$$\varepsilon_t = \frac{\sigma}{E_0} + A \left(\frac{\sigma}{E_0} \right)^m \quad (\text{III.6})$$

Por su parte la curva de relajamiento de las tensiones (dada en la figura III.10); puede escribirse en forma exponencial por la expresión:

$$\sigma = \frac{\sigma_0}{e^{t/t_0}} \quad (\text{III.7})$$

Siendo:

σ_0 y t_0 : tensión y tiempo inicial.

El tiempo de relajamiento (periodo en que se produce la disminución de las tensiones) para la mayoría de las rocas es muy grande, es por ello que para caracterizar las propiedades reológicas de las rocas, se utiliza en muchas ocasiones un indicador de la caída de tensiones en el macizo para un determinado período de tiempo, o sea:

$$R = \frac{\sigma_0 - \sigma_1}{\sigma_0} \leq 1 \quad (\text{III.8})$$

Siendo:

σ_0 y σ_1 las tensiones en el momento inicial y en el momento intermedio que se tomó para el estudio.

Como ejemplos de este proceso de relajamiento de tensiones en los frentes de arranque puede señalarse la disminución de las tensiones

en un pilar deformado, que sostiene rígidamente a un techo el cual es capaz, con el transcurso del tiempo, asimilar la carga de las rocas, que yacen más arriba; o la disminución de las tensiones en el pilar flexible deformado a cuenta de la distribución de las tensiones que en el ocurren.

Las investigaciones del estado tenso-deformacional del macizo rocoso, muestran que para largas acciones de las cargas se disminuyen las características elásticas de las rocas y se manifiestan con mayor intensidad las no elásticas.

El escurrimiento de las deformaciones y el relajamiento de las tensiones están ligadas al proceso de transición de las deformaciones elásticas en plásticas, pero si la manifestación de las deformaciones plásticas se producen en los casos, que las tensiones sobrepasen el límite de elasticidad, durante la manifestación del escurrimiento se produce un lento crecimiento de las características plásticas de deformación, en situaciones de cargas por debajo del límite de elasticidad, pero para tiempos prolongados de acción de esa carga.

Durante el relajamiento de las tensiones las deformaciones elásticas en las rocas, con el transcurso del tiempo, se transforman en plásticas, pero la deformación total no varía.

Un rol muy significativo en la manifestación de las deformaciones residuales, lo tiene la existencia de defectos estructurales en la roca.

Un rasgo muy característico de los procesos de deformación con el tiempo (reológicos), en particular el escurrimiento de las deformaciones, lo tiene la dependencia entre la deformación observada en un momento dado y las características de todo el proceso de carga material, o en otras palabras de toda su historia anterior de carga. Esta característica de los materiales se denomina su herencia.

Como se conoce con el aumento del tiempo de aplicación de la carga la resistencia de la roca disminuye, acercándose asintóticamente a un determinado límite.

III.4.2) Modelos reológicos estructurales

Para el estudio de los procesos reológicos, también puede emplearse el método de laboratorio conocido como Modelos estructurales (reológicos), este método consiste en sustituir la roca que se quiere estudiar, por una combinación de elementos mecánicos, los que se

caracterizan por poseer, cada uno determinadas propiedades (elástica, plástica y viscosa). ver figura III.9.

Como elemento elástico se emplea un muelle, (ver figura III.9 a) en el que la tensión actuante es proporcional a la deformación que ella produce, o sea:

$$\sigma = \varepsilon.E \quad (III.9)$$

Siendo:

E: Coeficiente de proporcionalidad en el campo elástico

En tanto que como elemento plástico se emplea un cuerpo que descansa en una superficie plana (ver figura III.9 b)

Y como elemento viscoso se emplea un recipiente que contenga un líquido viscoso y un pistón con dos orificios (ver figura III.9 c)

Para este elemento viscoso no se cumple la dependencia lineal entre tensiones y de formaciones, ya que en este caso la magnitud de la deformación, no solo va a depender de las tensiones, sino también del tiempo de acción de ellas; o sea la deformación viscosa depende del factor tiempo.

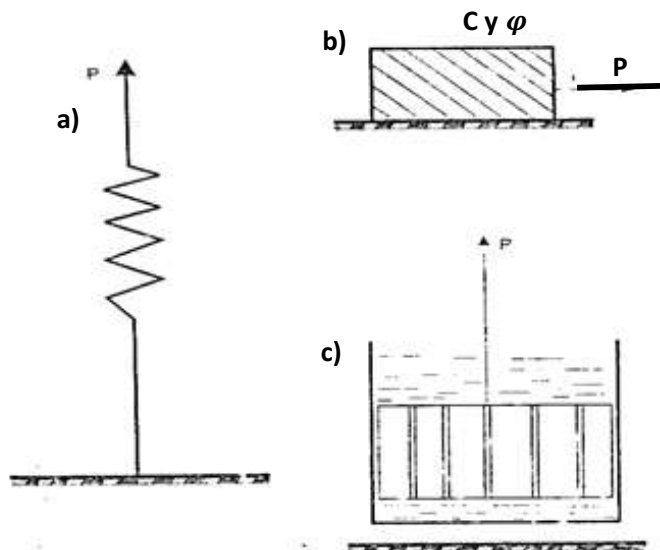


Figura III.9.- Elementos estructurales

Es cómodo caracterizar esta dependencia del proceso de deformación viscosa respecto al tiempo por la variación que ella sufre en cierto

intervalo, es decir por la velocidad de deformación unitaria ($\dot{\varepsilon}^* = \frac{d\varepsilon}{dt}$) siendo esta velocidad proporcional a la tensión.

$$\sigma(t) = \eta \cdot \dot{\varepsilon}^* \quad (\text{III.10})$$

Siendo:

η : Coeficiente de proporcionalidad entre las tensiones y la velocidad de deformación unitaria del elemento viscoso.

Como elemento plástico se emplea un cuerpo en reposo que descansa en una superficie plana, teniendo en cuenta que las propiedades plásticas de las rocas se empiezan a manifestar cuando se alcanza un cierto valor de las tensiones, solo se producirá la deformación plástica cuando la tensión actuante, sea mayor que el límite de fluidez.

Esta deformación plástica, para una tensión constante puede desarrollarse a una velocidad constante.

A partir de estos elementos se hace la combinación deseada, o sea, el modelo estructural, buscando que las propiedades generales de este modelo se correspondan con la de la roca que se estudia. Como criterio para evaluar la eficiencia del modelo elegido, se utiliza el grado de correspondencia entre la ecuación de estado del modelo que se utiliza y la ecuación que caracteriza la roca. Para ello se puede valorar el grado de convergencia que existe en los gráficos $\varepsilon = f(\sigma, t)$ obtenidos para ambos casos.

Para estudiar las propiedades reológicas de las rocas existen una gran cantidad de modelos estructurales (reológicos), pudiendo estar ellas conformados por pocos elementos o muchos elementos en dependencia de la complejidad del estudio.

A continuación se analiza en forma sintetizada varios de estos modelos.

Modelo de Maxwell

Este modelo consta de dos elementos, uno elástico y otro viscoso unidos en serie (ver figura III.10.)

Según este modelo la tensión (σ) que se produce en ambos elementos es la misma, en tanto que las deformaciones son diferentes. La

deformación total (ε_t) que se produce en el modelo se obtiene de la suma de las deformaciones en cada elemento, o sea:

$$\varepsilon_t = \varepsilon_e + \varepsilon_v \quad (\text{III.11})$$

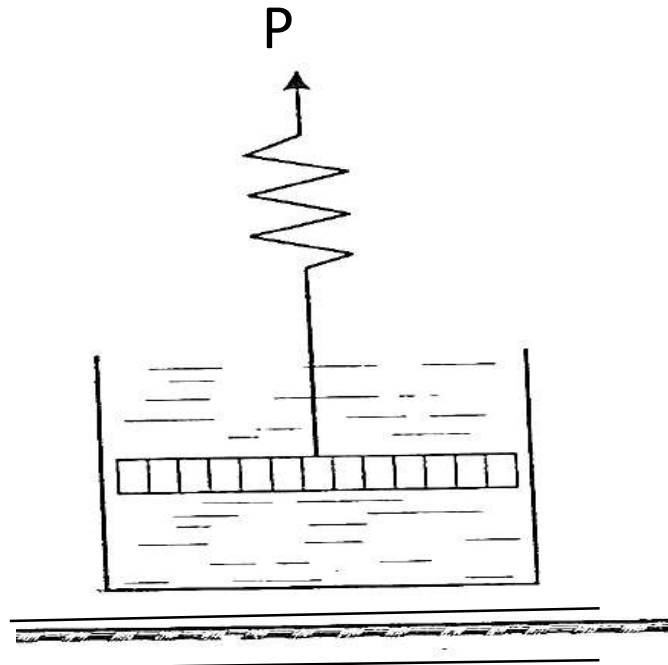


Figura III.10.- Modelo de maxwell

Analizando el modelo se observa que al aplicarse la carga P , inicialmente se produce una deformación elástica instantánea (ε_e) en el muelle y posteriormente se desarrolla un proceso de deformación a velocidad constante debido al paso del líquido a través del orificio del émbolo.

Si se elimina la acción de la fuerza P el modelo recupera parte de su forma inicial (o sea el muelle vuelve a su forma original), en tanto que la parte de la deformación correspondiente al émbolo (deformación viscosa) es irreversible.

Si se le da al modelo una deformación constante, o sea, se estira el muelle y se fija, en esta situación el émbolo seguirá moviéndose hacia arriba hasta que el alargamiento del muelle desaparezca, o sea hasta el momento en que toda la deformación elástica se transforma en viscosa.

La ecuación de estado para este modelo se obtiene de derivar, respecto al tiempo, la deformación total ε_t o sea:

$$\frac{d\varepsilon_t}{dt} = \frac{1}{E} \cdot \frac{d\sigma}{dt} + \frac{\sigma}{E.t_0} \quad (\text{III.12})$$

Siendo:

t_0 : Una constante que tiene dimensión de tiempo.

Esta ecuación se puede escribir:

$$\frac{d\varepsilon}{dt} = \frac{d\sigma}{dt} \cdot \frac{1}{E} + \frac{\sigma}{E.t_0} \quad (\text{III.13})$$

y en esta forma se conoce como la Ecuación de Estado para el Modelo estructural de Maxwell.

A partir de esta ecuación se puede estudiar las propiedades de este modelo, para lo que se analizan diferentes condiciones de trabajo.

Caso a: cuando se aplica una carga constante

$$\varepsilon = \frac{\sigma}{E} + \frac{\sigma t}{E.t_0} = \varepsilon_0 \left(1 + \frac{t}{t_0}\right) \quad (\text{III.14})$$

Aquí la magnitud (ε_0) es la deformación elástica inicial y es igual a $\frac{\sigma}{E}$

Del análisis de la expresión anterior se ve que para el caso en que se aplique una fuerza constante, la deformación que sufre este modelo es igual a la deformación inicial (ε_0) más una deformación que se obtiene numéricamente de la multiplicación de esta deformación por un coeficiente linealmente creciente (t/t_0) cuyo valor va a depender del tiempo de la carga (t) y la magnitud del coeficiente t_0 .

Del análisis de la ecuación de estado, se obtiene:

$$\frac{d\sigma}{dt} \cdot \frac{1}{E} + \frac{\sigma}{E.t_0} = 0 \quad (\text{III.15})$$

o lo que es igual:

$$\sigma + t_0 \cdot \frac{d\sigma}{dt} = 0 \quad (\text{III.16})$$

Al resolver esta expresión y realizan las transformaciones pertinentes, se obtiene:

$$\sigma = \frac{\sigma_0}{e^{t/t_0}} \quad (\text{III.17})$$

La esencia física del coeficiente t_0 (tiempo de relajamiento) se obtiene de la condición $t=t_0$; en tal caso se obtiene:

$$\sigma = \frac{\sigma_0}{e} \quad (\text{III.18})$$

Según esta expresión, se ve que para el caso de una deformación constante, las tensiones actuantes disminuya en e veces con respecto a su magnitud inicial.

El periodo de relajamiento (t_0) es una característica importante de las propiedades reológicas de las rocas. La magnitud de t_0 en las rocas puede variar en grandes límites; por ejemplo para las arcillas no plásticas el tiempo de relajamiento es de 2 a 4 semanas, en tanto que para las calizas fuertes puede llegar a miles de años.

En dependencia del tiempo de la tensión, un mismo tipo de roca puede comportarse como un cuerpo sólido o como uno fluido a partir de la expresión:

$$\sigma = \frac{\sigma_0}{e^{t/t_0}} \quad (\text{III.19})$$

Se ve que para una magnitud de t muy pequeña en relación con el tiempo de relajamiento (t_0), o sea, cuando $t \ll t_0$, se obtiene $\sigma \approx \sigma_0$ y el cuerpo se puede considerar no viscoso. En cambio se $t \gg t_0$ se obtiene que $\sigma \ll \sigma_0$ y la roca se comporta como un medio fluido.

Si se mantiene por mucho tiempo una deformación constante se observa que las tensiones se relajan, disminuyen y tienden a cero. En la práctica este comportamiento solo se observa en los materiales arcillosos.

La deformación de las arcillas por la acción de una carga constante, también se corresponde con la dependencia $\varepsilon(t)$ de este modelo. Por

esta razón se ha llegado a la conclusión de que el modelo de Maxwell reproduce lo suficientemente aproximado el mecanismo de deformación de estas rocas (arcillas, esquistos arcillosos, o sea rocas de la segunda clase, según la forma en que se manifiesta el escurrimiento de las deformaciones).

Para el estudio de las rocas de la primera clase este modelo no se recomienda.

Modelo de Voight

Está formado por la unión en paralelo de un elemento elástico y uno viscoso (ver figura III.11)

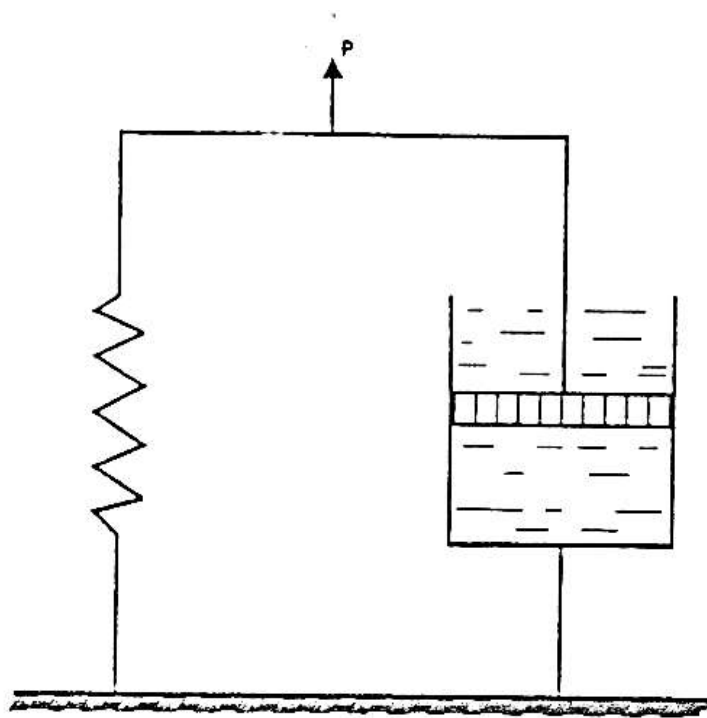


Figura III.11.- Modelo de Voight

Este modelo al aplicarse la fuerza no se produce una deformación elástica instantánea. Aquí la deformación va a crecer gradualmente, desde o para un tiempo inicial igual a cero, hasta un valor que está determinado por la magnitud de la fuerza aplicada.

En este modelo cuando se elimina la acción de la fuerza, la deformación se hace nula. En este caso no se observa relajamiento.

La ecuación de estado para este modelo se obtiene de sumar las tensiones que se producen en el elemento elástico y en el viscoso; o sea:

$$\sigma_t = \sigma_e + \sigma_v \quad (\text{III.20})$$

pero,

$$\sigma_e = E.\varepsilon \quad \text{y} \quad \sigma_v = K.\varepsilon \quad (\text{III.21})$$

Siendo:

K: coeficiente que caracteriza la viscosidad del elemento analizado.

Por lo que:

$$\sigma_t = \varepsilon.E + K.\varepsilon = \varepsilon.E + K.\frac{d\varepsilon}{dt} \quad (\text{III.22})$$

A partir de la ecuación anterior (Ecuación de Estado para este modelo) se pueden analizar diferentes situaciones.

Caso a: Cuando la tensión es constante ($\sigma = \text{const.}$)

Si se resuelve la ecuación de estado respecto a ε se obtiene:

$$\left(\frac{\sigma}{E} - \varepsilon\right)dt = \frac{K}{E}d\varepsilon \quad (\text{III.23})$$

y después de las transformaciones necesarias se obtiene:

$$\varepsilon = \frac{\sigma}{E} \left(1 - e^{-\frac{tE}{K}}\right) \quad (\text{III.24})$$

De la expresión obtenida se observa que las deformaciones aumentan según una ley exponencial y tienden a una magnitud máxima $\frac{\sigma}{E}$

Caso b: Deformación constante e igual a la inicial; o sea:

$$\varepsilon = \varepsilon_0 = \text{const.} \quad (\text{III.25})$$

Para este caso, del análisis de la ecuación de estado, se obtiene:

$$\sigma = E.\varepsilon_0 \quad (\text{III.26})$$

Este resultado contradice el comportamiento real de las rocas bajo la acción de carga y con una deformación constante, ya que en estos casos para mantener una deformación constante debe disminuir la

tensión actuante (aquí no se manifiesta el fenómeno de relajamiento de tensiones).

Teniendo en cuenta que no existen tales tipos de rocas, que no se relajan, no se recomienda el uso de este modelo.

Del análisis de los resultados obtenidos con los modelo Maxwell y Voight se llega a la conclusión, que para obtener ecuaciones de estado que reflejen en forma más aproximada el comportamiento real de la mayoría de las rocas, es necesario construir modelos más complejos; formados por tres, cuatro y más elementos.

Modelo de Poynting Thomson

Este modelo está formado por tres elementos, dos elásticos y uno viscoso con la disposición que se ilustra en la figura. (ver figura III.12)

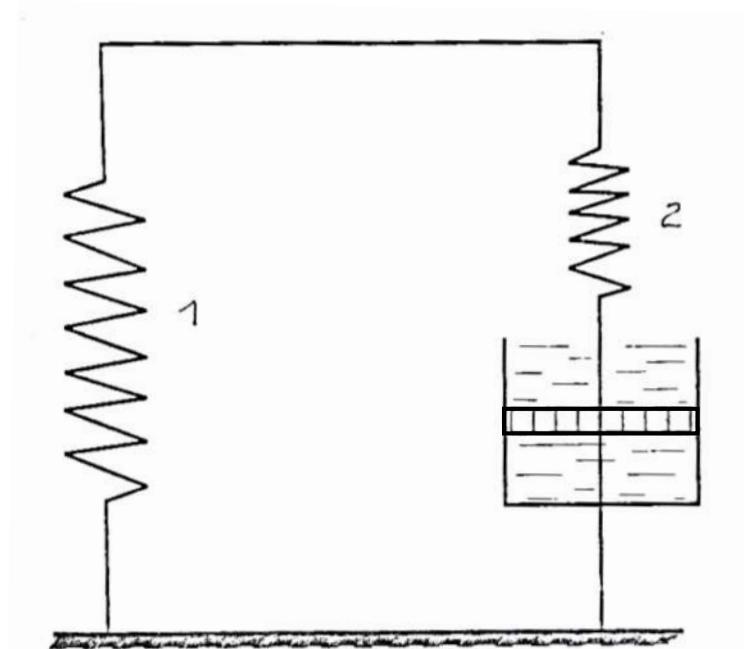


Figura III.12.- Modelo de Poynting Thomson

Del análisis del modelo se ve que al aplicarse la fuerza P , se va a producir en forma instantánea una deformación elástica en ambos muelles, la cual va a seguir desarrollándose a cuenta del alargamiento de los muelles.

La deformación, según este análisis, tendrá un límite dado por la magnitud de la fuerza aplicada y por la elasticidad del muelle (1), si se elimina la fuerza, la deformación inmediatamente va a disminuir hasta un determinado límite que está dado por el grado en que se alargó el muelle (2) y más tarde cae gradualmente a cero.

Para este modelo el sistema de ecuaciones adquiere la forma siguiente:

$$\sigma_0 = \sigma_v + \sigma_{e_2} + \sigma_{e_1} \quad (\text{III.27})$$

Siendo:

$$\varepsilon_v = \varepsilon_{e_2}$$

$$\varepsilon_{e_1} + \varepsilon_{e_2} = \varepsilon_t$$

$$\sigma_v = K \cdot \varepsilon_v$$

$$E_1 \cdot \varepsilon_{e_1} = \sigma_{e_1}$$

$$E_2 \cdot \varepsilon_{e_2} = \sigma_{e_2}$$

Para obtener la ecuación de estado del modelo estructural es necesario excluir del sistema de ecuaciones planteado anteriormente las tensiones $(\sigma_v, \sigma_{e_1}, \sigma_{e_2})$ y las deformaciones $(\varepsilon_v, \varepsilon_{e_1} \text{ y } \varepsilon_{e_2})$ de los diferentes elementos que conforman el modelo y ponerlo en función de la deformación y tensión total $(\sigma \text{ y } \varepsilon)$ y de las características elásticas y plásticas $(E_1, \varepsilon_{e_1} \text{ y } \varepsilon_{e_2})$

La ecuación de estado para este modelo es:

$$\frac{d\varepsilon}{dt} = \frac{1}{E_0} \cdot \frac{d\sigma}{dt} + \frac{1}{t_R} \left(\frac{\sigma}{E_\infty} - \varepsilon \right) \quad (\text{III.28})$$

Siendo:

E_0 : Módulo inicial de elasticidad (para $t=0$)

E_∞ : Módulo prolongado de elasticidad (para $t \rightarrow \infty$)

t_R : Tiempo de retardo, caracteriza la velocidad de crecimiento de la deformación, para una carga constante.

$$t_R = \frac{E_0 \cdot t_0}{E_\infty} \quad (\text{III.29})$$

Siendo:

t_0 : Tiempo de relajamiento

La ecuación de estado también se puede expresar:

$$\varepsilon \dot{t}_R E_\infty + E_\infty \varepsilon = \sigma \dot{t}_R + \sigma \quad (\text{III.30})$$

La ecuación de estado de este modelo estructural representa la ecuación de un medio elástico que posee un escurrimiento de las deformaciones límite y tiene la capacidad de relajarse.

Si se supone que el proceso de deformación se produce extremadamente lento, entonces la velocidad de variación de las tensiones ($\dot{\sigma}$) y de las deformaciones ($\dot{\varepsilon}$) tendrán una magnitud pequeña, que se puede despreciar en comparación con las magnitudes σ y ε .

Para esta consideración la ecuación de estado adquiere la forma siguiente:

$$E_\infty \varepsilon = \sigma \quad (\text{III.31})$$

Que no es más que la Ley de Hooke, para un largo tiempo de aplicación de la carga.

Por el contrario, si se supone que el proceso de deformación ocurre muy rápido, entonces las magnitudes de ($\dot{\sigma}$) y ($\dot{\varepsilon}$) serán mucho mayor en relación con las d σ y ε . Para el caso de una deformación instantánea los valores σ y ε se pueden despreciar y entonces la ecuación de esta adquiere la forma:

$$E_\infty \dot{\varepsilon} = \dot{\sigma} \quad (\text{III.32})$$

Es fácil mostrar que las ecuaciones de estado de los modelos más simples (Voight y Maxwell) son casos particulares de la ecuación de estudio de este modelo.

Por ejemplo, como se vio para el modelo Voight él no se relaja y para el caso de deformaciones constantes ($\varepsilon = \text{const.}$) las tensiones no varían su magnitud, o sea $\dot{\sigma} = 0$. Haciendo esta consideración en este modelo se obtiene:

$$\dot{\varepsilon} \dot{t}_R E_\infty + E_\infty \varepsilon = \sigma \quad (\text{III.33})$$

Que no es más que una forma de expresión de la ecuación de estado de Voight.

A continuación se analiza brevemente la ecuación de estado del Modelo de Pointing-Thomson para diferentes situaciones de carga.

a) Para una carga constante ($\sigma = \text{const.}$)

$$\frac{d\varepsilon}{dt} = \frac{\sigma}{t_R E_\infty} - \frac{\varepsilon}{t_R} \quad (\text{III.34})$$

Resolviendo esta ecuación se obtiene:

$$\varepsilon(t) = \varepsilon_\infty - (\varepsilon_\infty - \varepsilon_0) e^{-t/t_R} \quad (\text{III.35})$$

Siendo:

$$\varepsilon_\infty = \frac{\sigma}{E_\infty} ; \text{ la deformación final estabilizada}$$

$$\varepsilon_0 = \frac{\sigma}{E_1} ; \text{ la deformación inicial instantánea}$$

Por lo que la expresión anterior caracteriza una expresión del escurrimiento.

Para el caso de deformaciones constante ($\varepsilon = \text{const.}$)

$$d\sigma = \frac{E_0}{t_R} \left(E - \frac{\sigma}{E_\infty} \right) dt \quad (\text{III.36})$$

y transformando esta expresión, se obtiene:

$$\sigma(t) = \sigma_\infty + (\sigma_0 - \sigma_\infty) e^{-t/t_0} \quad (\text{III.37})$$

Siendo:

$$\sigma_\infty = E_\infty \cdot \varepsilon : \text{ Deformación final}$$

$$\sigma_0 = E_0 \cdot \varepsilon : \text{ Deformación inicial}$$

t_0 : Tiempo de relajamiento, que caracteriza el intervalo de tiempo, durante el cual la tensión disminuye en veces.

La expresión anterior, refleja el relajamiento medio, pero en este caso cuando t aumenta (ilimitadamente) las tensiones se relajan hasta una determinada magnitud y no hasta cero como ocurre en el modelo de Maxwell; o sea no hay un relajamiento total de las tensiones. En tanto que la velocidad de las deformaciones tienden a cero; o sea, tienen un carácter amortiguado.

Las rocas (macizo rocoso) desde el punto de vista de sus propiedades reológicas constituyen los cuerpos más complejos que existen, es por

ello que los modelos estructurales antes analizados; solo pueden describir su comportamiento en forma aproximada.

Para lograr una descripción más detallada de las propiedades reológicas de las rocas es necesario aumentar el número de elementos que conforman estos modelos, lo que trae consigo un aumento en el orden de las ecuaciones diferenciales, lo que complica significativamente el proceso de cálculo, además al aumentarse los elementos del módulo esto dificulta su construcción y en particular su tratamiento durante los ensayos.

Por estas razones esta vía de los modelos estructurales tiene en la actualidad poco uso.

IV



Propiedades acústicas, térmicas y electromagnéticas de las rocas

Constituyen un grupo de propiedades de las rocas cuyo estudio no aparece frecuentemente en la literatura.

No obstante lo anteriormente señalado estas propiedades pueden tener un gran significado práctico en el estudio de diferentes procesos y/o fenómenos que se producen durante la actividad subterránea.

IV.1) Parámetros acústicos de las rocas

Se denomina oscilación elástica al proceso de difusión en las rocas de deformaciones elásticas de signo alternante. La frecuencia de estas oscilaciones pueden ser muy diversa en dependencia de la frecuencia del generador que provoca las oscilaciones y de la frecuencia de las oscilaciones propias de la roca.

Las oscilaciones (ondas) elásticas, según su frecuencia se dividen en: infrasonoras, con frecuencia hasta 20 H; sonoras, desde 20 hasta 20,000 H; ultrasonoras, con más de 20,000 H e hipersonoras, con más de 10^{10} H.

Las ondas de baja frecuencia, provocadas por golpes, explosiones, temblores de tierra, etcétera, que se extinguen rápidamente al propagarse por la corteza terrestre se denominan ondas sísmicas.

Toda vez que las ondas elásticas representan la difusión de las deformaciones, se diferencian distintos tipos de ondas en dependencia del tipo de deformación (ver figura IV.1).

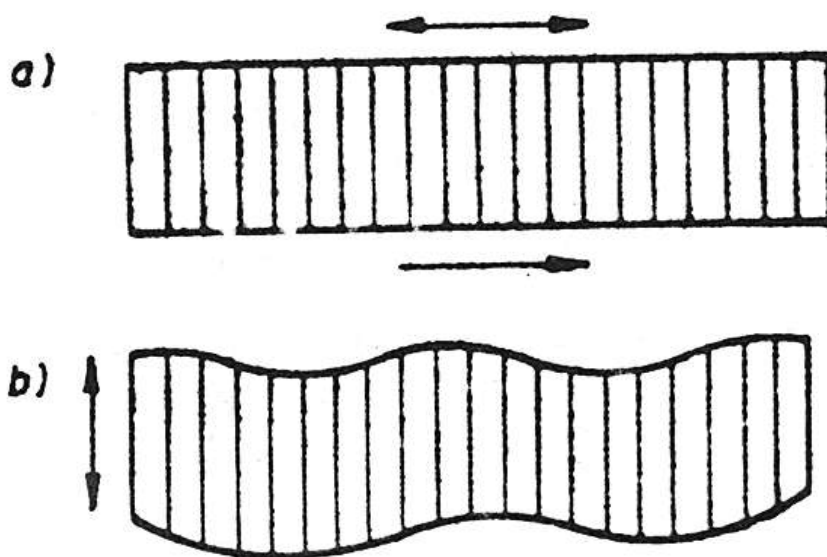


Figura IV.1.- Distintos tipos de ondas: a) longitudinales; b) transversales.

Las deformaciones provocadas por la compresión y tracción alternantes condicionan la propagación por la roca de oscilaciones elásticas longitudinales, las cuales se propagan en cualquier medio (gases, líquidos y sólidos), ya que toda sustancia posee resistencia a la compresión. Estas ondas son las que provocan el fenómeno acústico.

La difusión de deformaciones alternantes de cizallamiento provoca las ondas elásticas transversales, que se encuentran solo en los cuerpos sólidos, por cuanto los líquidos y gases no poseen resistencia al corte.

Estos dos tipos de onda se difunden por todo el volumen de la roca y por eso se denominan volumétricas. Las partículas de las rocas situadas en la superficie se encuentran en un estado especial, ya que encuentran menos resistencia a su desplazamiento hacia el lado de la superficie libre, provocando la aparición de ondas planas superficiales que caracterizan el movimiento de las partículas según una trayectoria en forma de elipse. Cada partícula de la superficie de la roca experimenta dos oscilaciones, una paralela y otra perpendicular a la dirección de propagación de la onda. En muestras tipo varilla se propagan además, ondas torsoras y flectoras.

El carácter de la difusión de las oscilaciones elásticas en la roca se determina por los parámetros acústicos de las mismas: velocidad de difusión de las ondas elásticas, los coeficientes de absorción, resistencia acústica y coeficientes de reflexión y refracción de las ondas elásticas.

Por velocidad de las ondas se entiende la velocidad de difusión del frente de la onda y se determina a partir de fórmulas deducidas de las ecuaciones de onda.

La velocidad de las ondas elásticas longitudinales se calcula por la expresión:

$$V_L = \sqrt{\frac{E}{\delta}} g \frac{1-\mu}{(1+\mu)(1-2\mu)} \quad (\text{IV.1})$$

En tanto que la velocidad de las ondas transversales (V_T) se determina por la expresión:

$$V_T = \sqrt{\frac{Eg}{2\delta(1+\mu)}} \quad (\text{IV.2})$$

Y la velocidad (V_s) de las ondas superficiales se puede expresar por medio de la velocidad de las ondas transversales.

$$V_s = \frac{0.87+1.12\mu}{1+\mu} \sqrt{\frac{G}{\rho}} \quad (\text{IV.3})$$

Siendo:

$$\rho = \frac{\delta}{g}$$

Si se considera $\mu = 0,25$

Se obtiene que $V_s \approx 0,92 V_t$ (IV.4)

Siempre se observa la siguiente correlación de las velocidades de las ondas:

$$V_L > V_t > V_s \quad (\text{IV.5})$$

La relación entre velocidad de las ondas longitudinales y las de las ondas transversales es una función solo del coeficiente de Poisson de las rocas, y por eso puede servir como característica de estas;

$$\frac{V_L}{V_t} = \sqrt{2 \frac{1-\mu}{1-2\mu}} \quad (\text{IV.6})$$

Al variar μ desde 0.1 hasta 0.45 la relación $\frac{V_L}{V_t}$ aumenta desde 1.5 hasta 3.3 por eso en la mayoría de las rocas ígneas y metamórficas, esta relación se encuentra entre 1,7 y 1,9. Las mayores variaciones de esta relación se observan en las rocas sedimentarias, desde 1.5 hasta 14.

La velocidad de las ondas elásticas en las rocas está determinada por sus propiedades elásticas y su densidad y prácticamente no depende de la frecuencia, lo que permite utilizar para las investigaciones cualquier frecuencia.

La difusión de las ondas elásticas en las rocas, lo mismo que en cualquier cuerpo, va acompañada de una disminución gradual de su intensidad a medida que se aleja de la fuente de emisión.

Las causas de esta disminución de la intensidad de las oscilaciones en la mayoría de los casos son dos:

- Absorción de parte de la energía de las oscilaciones elásticas por las rocas y su transformación en calor, a causa de la fricción entre las partículas de la roca que realizan el movimiento oscilatorio.

- Dispersión de la energía acústica por las heterogeneidades de las rocas (poros, grietas, diferentes discontinuidades), en distintas direcciones.

La amplitud de las oscilaciones elásticas U se relaciona exponencialmente con la distancia X recorrida por la onda, por la expresión:

$$U = U_0 e^{-\nu x} \quad (\text{IV.7})$$

Siendo:

ν : Coeficiente de absorción.

El coeficiente de absorción de las oscilaciones elásticas depende tanto de las propiedades de las rocas (propiedades elásticas y coeficiente de fricción interna), como de la frecuencia de la oscilación.

El coeficiente de absorción siempre es mayor en aquellas rocas donde la velocidad de las oscilaciones elásticas es menor.

En la práctica con frecuencia se utiliza el producto de la densidad de las rocas por la velocidad de las ondas elásticas. Este índice se denomina resistencia de onda o impedancia acústica específica y en esencia es la relación entre la presión p de la onda y la velocidad instantánea de las partículas que oscilan v' .

$$R = \frac{p}{v'} = \rho v \quad (\text{IV.8})$$

La magnitud de la resistencia de onda varía entre amplios límites. Sobre la base de la resistencia de ondas se ha elaborado una clasificación de las rocas. (Ver tabla IV.1)

Tabla IV.1. Clasificación de las rocas por su resistencia acústica

Grupo	Resistencia de onda	Magnitud de la resistencia acústica <i>gr/cm² . c/s</i>
I	De pequeña resistencia acústica	Desde 0.2. 10 ⁵ hasta 1.5.10 ⁵
II	De mediana resistencia acústica	Desde 1.5. 10 ⁵ hasta 15.10 ⁵
II	De alta resistencia acústica	Desde 15.10 ⁵ hasta 25.10 ⁵

La resistencia de onda de las rocas determina su capacidad de reflejar y refractar las ondas elásticas.

La reflexión y refracción de las ondas elásticas ocurren en los límites entre rocas que poseen distintas propiedades acústicas o al pasar las ondas elásticas del medio exterior a las rocas y a la inversa. En la

reflexión y refracción de las ondas elásticas se pueden utilizar en primera aproximación las leyes de la óptica geométrica.

Se llama coeficiente de reflexión k_r a la relación entre la energía de la onda reflejada ω_r y la energía de la onda incidente ω_i .

$$K_r = \frac{\omega_r}{\omega_i} \quad (\text{IV.9})$$

Los ángulos de reflexión δ_R y de incidencia δ_i de las ondas sonoras en los límites de separación son iguales (ver figura IV.2).

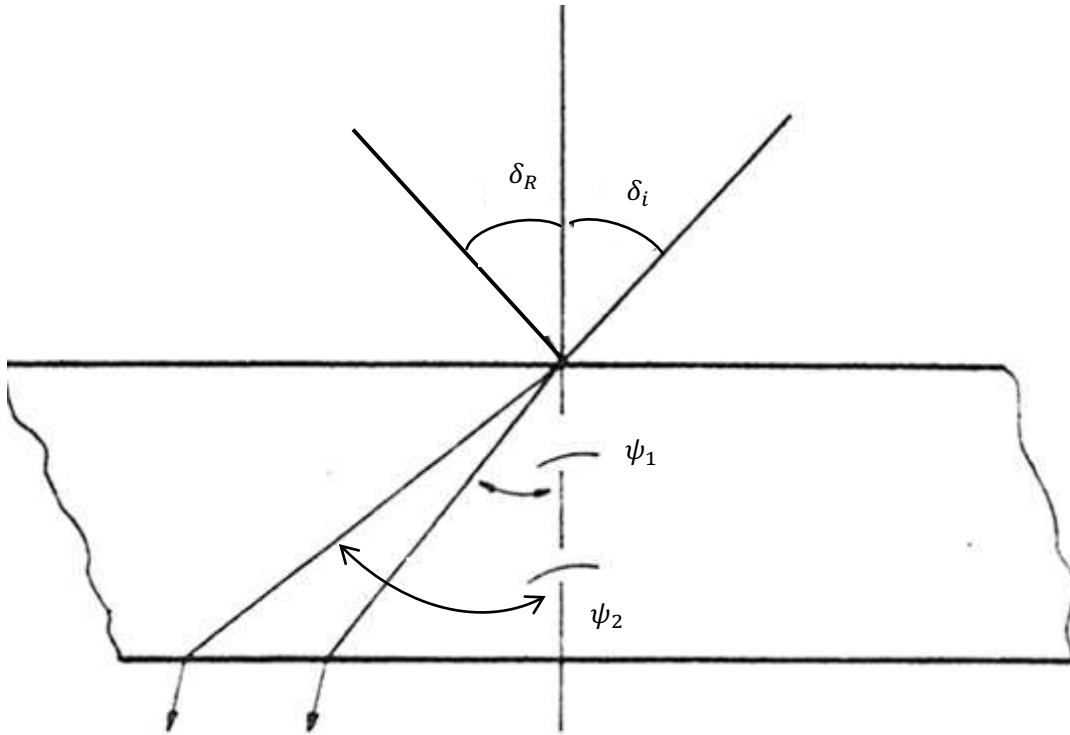


Figura IV.2. Reflexión y refracción de las ondas ultrasonoras en los límites de dos medios.

Al pasar de un medio con una pequeña resistencia de onda a uno con gran resistencia de onda, gran parte de la energía acústica se refleja. Por ejemplo cuando las ondas pasan del aire al agua se refleja aproximadamente un 99.8% de la energía, en tanto que cuando pasa del agua a la roca solo un 85%.

El ángulo de incidencia (δ_i) de la onda elástica que llega a la roca y el ángulo de refracción ψ_R que se produce se subordina a la ley de Snellius, según la cual estos ángulos se encuentran en una determinada relación con las velocidades de las ondas elásticas en el primer medio (V_1) y el segundo medio (V_2) o sea:

$$\frac{\sin \delta_i}{\sin \psi_R} = \frac{V_1}{V_2}$$

A la relación $\frac{V_1}{V_2} = n$ se le denomina coeficiente de refracción de las ondas elásticas respecto al primer medio.

Debido a que la velocidad de las diferentes ondas generalmente es diferente; como resultado de la incidencia, como se muestra en la anterior figura (ψ_1, ψ_2, ψ_3 y otras).

Todas las propiedades acústicas de las rocas están determinadas por sus características elásticas y por tanto la variación de estas influye sobre las mismas.

La velocidad de las ondas longitudinales aumenta con el incremento del módulo de elasticidad y del coeficiente de Poisson de las rocas; la velocidad de las ondas transversales también aumenta con el incremento de E , pero disminuye con el de μ .

Sobre la velocidad de las ondas influye también la magnitud de los granos que forman la roca. Como regla, la velocidad de las oscilaciones elásticas en las rocas de grano fino es mayor que en las de grano grueso.

Los factores externos también ejercen su influencia sobre las propiedades acústicas de las rocas: la humedad en las rocas porosas varia la velocidad de las ondas elásticas en ellas; con el aumento de la presión sobre las rocas (particularmente la volumétrica) aumentan sus índices elásticos y por eso en las rocas que se encuentran en este estado tensional se observa un incremento de la velocidad de difusión de las ondas elásticas; el aumento de la temperatura varia la velocidad de las ondas elásticas, ya que varían los índices elásticos.

En minería y trabajos subterráneos se utilizan mucho los métodos acústicos, en primer lugar para obtener información sobre las rocas y los macizos. Estos métodos se basan en la dependencia entre las distintas propiedades acústicas de las rocas: velocidad de las oscilaciones elásticas, coeficientes de absorción, refracción y reflexión, y otras propiedades tales como: propiedades elásticas, composición mineral, constitución y estado externo).

Los equipos de ultrasonido son los más usados para las investigaciones acústicas; debido a que la generación de ultrasonido producido por ellos no provoca la aparición en el macizo de ondas estacionarias que alteran los resultados de las investigaciones.

En las condiciones de laboratorio, los métodos ultrasonoros se utilizan, básicamente, para obtener las propiedades elásticas dinámicas de las rocas (módulo de deformación y coeficiente de Poisson), para lo cual es suficiente medir solo la velocidad con que las ondas atraviesan las muestras.

Las características acústicas de las rocas se utilizan también en los cálculos del estado tensional del macizo producido por las explosiones.

IV.2) Propiedades térmicas de las rocas

La absorción de calor por las rocas siempre va acompañada de un aumento de la energía cinética de sus moléculas y átomos por lo que esto provoca un aumento de su temperatura. La frecuencia y amplitud de las oscilaciones de las moléculas y átomos aumentan con la elevación de la temperatura, observándose una proporcionalidad directa entre el calor que pasa a energía interna y el aumento de la temperatura, es decir:

$$dQ = C dT \quad (IV.10)$$

Siendo:

C : Coeficiente de proporcionalidad, llamado capacidad calorífica de la roca.

El coeficiente de proporcionalidad C , referido a la unidad de masa del volumen calculado, se llama calor específico c .

$$c = \frac{C}{m} \quad (IV.11)$$

O

$$c = \frac{dQ}{dT m} \quad (IV.12)$$

Es decir, que el calor específico es la cantidad de calor requerida para elevar la temperatura de la unidad de masa de la roca un grado.

La transmisión del calor en los cuerpos sólidos homogéneos ocurre por la traslación de una nube de electrones (semejante a la electricidad) o por la transmisión gradual de las oscilaciones de la red cristalina de una partícula a otra, ya que entre ellas existen fuerzas considerables de enlace.

El primer tipo de conducción del calor recibe el nombre de electrónico y es característico de los cuerpos conductores de la corriente, o sea, metales y semiconductores.

El segundo tipo de conducción del calor, se puede identificar con una forma especial de oscilación elástica de las partículas de la red cristalina. Semejante a como en la teoría del campo electromagnético se usa el concepto de fotón, en el caso de la conductividad térmica se utiliza el de fonón, que son portadores de energía térmica y por eso esta forma de conductividad se denomina fonónica.

Cada fonón, semejante al fotón, posee una energía igual a $h \cdot f$ donde: h es una constante de Planck y f la frecuencia de las oscilaciones térmicas en hertz.

La transmisión del calor en las rocas es básicamente fonónica; sin embargo, en las menas con alto contenido de metales la conductividad térmica electrónica tiene un gran significado.

La cantidad de calor dQ que pasa de la superficie, de una muestra de roca con temperatura T_1 a otra con temperatura T_2 ($T_1 > T_2$) a través del área ΔS en un tiempo dt , será:

$$dQ = \lambda \frac{\Delta T}{\Delta X} \Delta S dt \quad (IV.13)$$

Siendo:

λ : Conductividad térmica específica de la roca;

$\Delta T = T_1 - T_2$: Diferencia de temperatura de las superficies;

ΔX : Distancia entre las superficies;

$\frac{\Delta T}{\Delta X}$: Expresa la máxima velocidad de caída de la temperatura y se llama gradiente de temperatura.

El parámetro $\frac{dQ}{\Delta S dt} = q$, es el flujo térmico específico y expresa la cantidad de calor que pasa por el área ΔS en la unidad de tiempo.

La conductividad térmica específica de las rocas λ determina la cantidad de calor que pasa a través de la unidad de área en la unidad de tiempo, con un gradiente de temperatura igual a la unidad:

$$\lambda = \frac{dQ \Delta x}{dt \Delta S \Delta T} = \frac{q}{grad T} \quad (IV.14)$$

Como la transmisión fonónica del calor se realiza por medio de las oscilaciones elásticas de las partículas, existe una relación entre la conductividad térmica específica y la velocidad de difusión de las oscilaciones elásticas, que viene dada por la fórmula:

$$\lambda = \frac{1}{3} c v \rho l_f \quad (IV.15)$$

Siendo:

c : Calor específico de la roca a volumen constante;

v : Velocidad media de difusión de las oscilaciones elásticas en las rocas;

ρ : Densidad de las rocas;

l_f : Longitud media del recorrido libre de los fonones, que es una magnitud específica de cada tipo de material.

Para calcular el flujo térmico a través de un área cualquiera dentro de un volumen de roca, es necesario conocer la distribución de la temperatura en ese volumen, la cual se expresa por la ecuación diferencial de la conductividad térmica propuesta por Fourier, que puede ser obtenida de un volumen rectangular de roca.

En construcciones subterráneas y minería es frecuente encontrar flujos térmicos no estacionarios que complican considerablemente la representación del cuadro de distribución de la temperatura de las rocas.

Las ecuaciones diferenciales de la conductividad térmica es necesario resolverlas para:

- Determinar las propiedades térmicas de las rocas.
- Investigar los procesos de fragmentación y perforación térmica.
- Determinar la distribución de la temperatura en las rocas de las paredes de las excavaciones y frentes de arranque con vistas a su ventilación y a la prevención de incendios.

La resolución de estas ecuaciones se dificulta a causa de la complejidad del cuadro de distribución de los campos térmicos y las propiedades del macizo rocoso, por lo cual se usan ampliamente, para estos fines, los métodos aproximados de resolución mediante la modelación, en particular la modelación eléctrica y la hidrodinámica.

Si el calor pasa a través de cualquier superficie límite, de una roca a otra que tiene distintas propiedades, a este proceso se le llama *termotransferencia*.

La cantidad de calor que pase de un cuerpo a otros se determina por la expresión:

$$\Delta Q = K \frac{\Delta T}{\Delta x} \Delta S \Delta t \quad (\text{IV.16})$$

Siendo:

K : Coeficiente de termotransferencia, que depende de los cuerpos en contacto.

Al pasar el calor de un medio a otro, siempre se observa alguna caída de la temperatura (brusca disminución en la zona de contacto). (Ver figura IV.3)

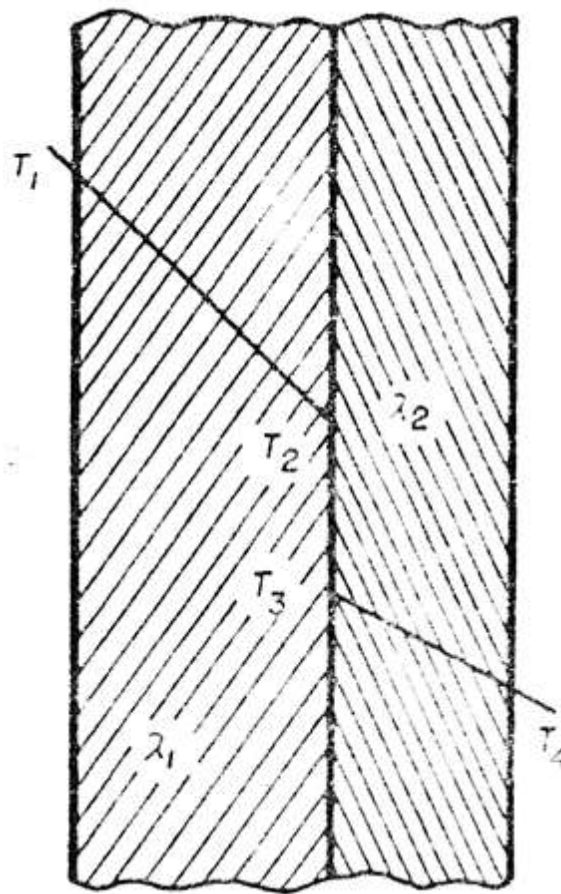


Figura. IV.3.- Caída de la temperatura al cruzar el flujo térmico el contacto entre dos rocas.

La termotransferencia ocurre al difundirse el flujo térmico perpendicularmente a la estratificación y al agrietamiento del macizo y en los contactos de las rocas estériles con el mineral, entre otros casos.

Vale señalar que la termotransferencia no solo ocurre de roca a roca, sino también entre líquidos, gases y rocas.

Si la roca posee una temperatura mucho más alta que el medio exterior que la rodea, el fenómeno de la termotransferencia se le llama irradiación y al coeficiente k , coeficiente de irradiación.

El calor absorbido por las rocas se gasta, además de en su calentamiento, en trabajo externo relacionado básicamente con la dilatación térmica de ellas.

La relación entre el aumento de la temperatura dT y la dilatación de las rocas dL , se puede expresar por la ecuación:

$$dL = \beta L dT \quad (IV.17)$$

Siendo:

β : Coeficiente de dilatación lineal

L : Longitud inicial de la muestra.

Una ecuación análoga existe para la dilatación cubica:

$$dV = \omega v dT \quad (IV.18)$$

Siendo:

ω : Coeficiente de dilatación cubica.

v : Volumen inicial de la muestra.

Los coeficientes de dilatación se establecen experimentalmente para cada roca.

Los índices térmicos de las rocas: conductividad térmica, el calor específico, la conductividad de la temperatura y el coeficiente de dilatación, caracterizan su capacidad para acumular y conducir calor y también sus variaciones por la acción del calor. En los trabajos subterráneos también se consideran los índices tecnológicos como la termo estabilidad y termoperforabilidad, entre otros.

La conductividad térmica de los cuerpos solidos es muy diversa. Las rocas, como regla, son malas conductoras del calor y se encuentran entre los cuerpos solidos con una gama de valores de la conductividad térmica relativamente estrecha ($0,1 - 7$) $j/m.s\ ^\circ C$).

La conductividad térmica de las rocas es menor que la de los metales, ya que estos tienen conductividad electrónica y las rocas, conductividad fonónica.

Entre los minerales formadores de rocas el mayor valor de la conductividad lo posee el cuarzo ($7 - 12$), por lo cual en las rocas poco porosas sin menas, se observa un incremento de λ al aumentar el contenido de cuarzo.

La conductividad térmica de las rocas está determinada por la capacidad de los minerales que las forman de conducir el calor. Si los minerales están situados consecutivamente, la conductividad térmica media será:

$$\lambda_m = \sum_{i=1}^n \frac{\lambda_i}{V_i} \quad (\text{IV.19})$$

Y cuando se considera que los minerales se sitúan paralelamente:

$$\lambda_m = \sum_{i=1}^n \lambda_i V_i \quad (\text{IV.20})$$

Siendo:

λ_i : Conductividad térmica de los minerales.

V_i : Contenido relativo en la roca de cada mineral.

Estas fórmulas indican los posibles límites máximo y mínimo de la variación de la conductividad térmica de las rocas, en dependencia de la conductividad térmica de los minerales componentes.

Existe una diferencia considerable entre la conductividad térmica de los minerales cristalinos y los amorfos ($\lambda_c > \lambda_a$).

La conductividad térmica depende del tamaño de los granos que componen la roca. La disminución del tamaño de los granos, disminuye la conductividad térmica, debido al aumento de la cantidad de contactos entre los granos por unidad de recorrido del flujo térmico, ya que los contactos poseen una resistencia térmica mayor que los cristales.

La conductividad térmica de las rocas estratificadas depende de la dirección del flujo térmico. De acuerdo con los cálculos teóricos y los datos prácticos, la conductividad térmica de las rocas a lo largo de las capas siempre es mayor que perpendicularmente a las capas.

La conductividad térmica de las rocas porosas es una función compleja de todas sus fases componentes. La transmisión de la energía térmica en las rocas porosas puede ocurrir por la vía de la termoconductividad y/o por convección, sin embargo, si las dimensiones de los poros son pequeñas en comparación con el volumen de roca estudiado, el fenómeno de la convección puede despreciarse.

Al variar la temperatura del medio circundante también varía la conductividad térmica de las rocas. El aumento de temperatura

disminuye la conductividad térmica de casi todos los minerales y rocas cristalinas y la aumenta en los minerales y rocas amorfas.

La presión mecánica a veces aumenta un poco la conductividad térmica de las rocas porosas.

El calor específico de los cuerpos sólidos en general y entre ellos las rocas tienen límites de variación no muy grandes (0,4 - 2 KJ/kg. °C) y es por lo regular mayor que en los metales. En los minerales, con la disminución de su densidad se observa un aumento de su calor específico.

En las rocas continuas (sin poros), el calor específico depende por completo de su composición mineralógica y puede ser calculado por la fórmula:

$$c_m = \sum_{i=1}^n c_i V_i \quad (\text{IV.21})$$

Siendo:

c_i : Calor específico de los minerales;

V_i : Contenido relativo en peso de cada mineral.

En las rocas porosas el calor específico está condicionado por la magnitud del calor específico del aire y de los minerales y no depende de que la roca se encuentre en estado cristalino o amorfo.

Como el calentamiento de las rocas no está relacionado solo con el aumento de la energía interna, sino también con la realización de trabajo externo, el calor específico determinado a presión constante c_p , generalmente, es algo mayor que el determinado a volumen constante c_v . La diferencia $c_p - c_v$ en las rocas no es considerable (5 - 15% a temperaturas no muy altas), y puede ser calculado por la fórmula:

$$c_p - c_v = T \omega^2 V_0 K \quad (\text{IV.22})$$

Siendo:

T : Temperatura

ω : Coeficiente de dilatación cubica

V_0 : Volumen a °C

K : Módulo de compresión volumétrica.

El calor específico de las rocas continuas, generalmente, disminuye a grandes presiones volumétricas y como regla, aumenta con el incremento de la temperatura.

La conductividad de la temperatura por las rocas depende de los valores de λ, c y γ de estas, y por tanto, sobre su magnitud influyen todos aquellos factores que varían estas propiedades de las rocas.

Los coeficientes de dilatación lineal y volumétrico de las rocas son características termofísicas importantes que condicionan la capacidad de estas para transformar la energía térmica en mecánica, o sea en el trabajo externo, que está relacionado con la fragmentación de las rocas.

El coeficiente de la dilatación lineal β disminuye con el aumento de la energía de la red cristalina, por eso con el aumento de la densidad de los minerales se observa como regla una disminución de la magnitud de β .

Las variaciones más considerables de β ocurren con los cambios de temperatura. Normalmente β aumenta con el aumento de la temperatura.

Con el aumento de la presión volumétrica, los coeficientes de dilatación térmica disminuyen.

La humedad, en las rocas porosas, aumenta un poco sus coeficientes de dilatación.

IV.3) Propiedades electromagnéticas de las rocas

En cualquier roca se tienen cargas libres (electrones) y cargas fijas (por ejemplo, iones). Al aplicarle un campo eléctrico, en la roca ocurre la traslación de las cargas internas fijas, o sea un desplazamiento de los centros de las cargas positivas y negativas, de tal forma que en la superficie de la roca aparecen cargas desequilibradas que crean un campo eléctrico dirigido en sentido opuesto al externo y que lo disminuye.

Se produce la polarización de la roca, que se valora por el vector de polarización P , que es el momento eléctrico de la unidad de volumen del dieléctrico.

La polarización ocurre solo a causa de la traslación o el giro de las cargas fijas, las cargas libres pueden provocar solo conductividad de la

corriente. La función de cargas fijas la pueden realizar los átomos, los iones de la red cristalina con enlaces homopolares y heteropolares, así como todo el volumen de roca en condiciones estructurales especiales.

IV.3.1) Formas de polarización

En dependencia del mecanismo de la polarización y el tipo de partículas que participan en ella, se diferencian cuatro formas de polarización: electrónica, iónica, con orientación dipolar y macroestructural.

Polarización electrónica $\bar{P}_e$: Surge en los átomos por la acción de un campo externo como resultado de la traslación de las orbitas electrónicas con relación a los núcleos cargados positivamente. Con el aumento de la intensidad del campo, la traslación de las orbitas aumenta, por lo cual la magnitud de $\bar{P}_e$ es directamente proporcional a la magnitud de la tensión del campo $\bar{E}$ (polarización elástica):

$$\bar{P}_e = \alpha_e \bar{E} n \quad (IV.23)$$

Siendo:

α_e : Polarizabilidad del átomo (coeficiente que caracteriza la capacidad de la nube electrónica de un determinado átomo de deformarse por la acción de un campo eléctrico externo), F/m^2 .

n : Número de átomos que se polarizan por unidad de volumen, $1/m^3$.

El dipolo eléctrico que surge como resultado de la traslación de las cargas, puede ser caracterizado por el "momento dipolo", que es un vector dirigido de la carga negativa a la positiva del dipolo y numéricamente igual al producto de la carga (q) por la distancia entre polos l ; o sea

$$\bar{p} = q \ell \quad (IV.24)$$

La suma de todos los momentos dipolos de la unidad de volumen Δv es igual al vector de polarización electrónica.

$$\bar{P}_e = \frac{\sum_{i=1}^n q_i \cdot \ell_i}{\Delta v} \quad (IV.25)$$

La polarización electrónica se presenta en todos los átomos y moléculas, y es la forma más rápida de polarización (surge en un tiempo de 10^{-16} a $10^{-14}s$).

Polarización iónica (atómica) P_a : Surge como consecuencia de la traslación, en el campo eléctrico de los iones o las partículas de la red cristalina con enlaces homopolares (covalentes). La magnitud de la

polarización atómica es también directamente proporcional a la magnitud del campo externo.

$$P_a = \alpha_a \bar{E} n \quad (\text{IV.26})$$

Siendo:

α_a : Polarizabilidad del ion.

La velocidad de la polarización iónica es algo menor que la electrónica ($10^{-14} - 10^{-12} \text{ s}$).

Polarización con orientación dipolar $\bar{P}_d$: Se observa cuando en la roca hay iones con enlaces polares. En este caso cada molécula desde el momento de su surgimiento ya tiene algún momento dipolo, que no depende de la tensión del campo externo. Sin embargo, en cualquier volumen de roca compuesto de tales moléculas, debido a su disposición caótica el momento dipolo total, en ausencia del campo externo, es cero.

Si esa roca se lleva a un campo eléctrico externo los dipolos se orientan de acuerdo con el campo externo. En las rocas, los enlaces entre las partículas no permiten su orientación total según las líneas de fuerza del campo. Los dipolos solo giran algún ángulo que depende de las fuerzas de enlace entre las partículas de la roca y de la intensidad del campo externo.

Es evidente que con el aumento de $\bar{E}$, el ángulo de giro, hasta determinado grado, aumenta. Sin embargo, la influencia más significativa sobre la magnitud de $\bar{P}_d$ la ocasiona el movimiento térmico de las moléculas. Con el aumento de la temperatura, aumenta la vibración de las moléculas y disminuye la cantidad de dipolos orientados:

$$\bar{\bar{P}}_d = \frac{n p^2}{3 K T} \quad (\text{IV.27})$$

Siendo:

p : Momento eléctrico de las moléculas polares;

n : Concentración de dipolos;

k : Constante de Boltzman;

T : Temperatura absoluta.

La orientación dipolar surge en el lapso de $10^{-7} - 10^{-10} \text{ s}$

Polarización macroestructural (volumétrica) $\bar{P}_m$: Surge en los sistemas polifásicos compuestos de cristales que poseen distintas propiedades eléctricas y cavidades rellenas de líquido y aire. El tiempo de surgimiento de este tipo de orientación es de 10^{-6} a 10^{-3} S.

En las rocas tiene lugar también la polarización electroquímica, cuya causa son los procesos que surgen al pasar una corriente a través de una roca polifásica húmeda. La polarización electroquímica ($\bar{P}_{eq}$) ocurre mucho más lento que las otras formas de polarización.

La polarización total de las rocas $\bar{P}$: es el momento dipolo medio de la unidad de volumen, se expresa por la suma de todas las formas de polarización.

$$\bar{P} = \bar{P}_e + \bar{P}_d + \bar{P}_a + \bar{P}_m + \bar{P}_{eq} \quad (IV.28)$$

O

$$\bar{P} = \alpha_0 \bar{E} n \quad (IV.29)$$

Siendo:

α_0 : Coeficiente convencional medio de polarización.

Bajo la acción del campo eléctrico, en las rocas, puede surgir el fenómeno de electroestricción que consiste en la deformación de los dieléctricos; este fenómeno no se presenta en todas las rocas.

Las causas de la electroestricción son: por un lado, la presión sobre las rocas de las partículas cargadas creadas por el campo eléctrico y que se atraen unas a otras y del otro, la traslación de los iones y electrones en la roca, provocada por el campo externo.

IV.3.2) Permeabilidad dieléctrica de las rocas

Como resultado de la polarización de las rocas surge un campo eléctrico interno, dirigido en sentido contrario al externo, por lo cual en cualquier cuerpo la tensión del campo eléctrico $\bar{E}$ resulta menor que en el vacío $\bar{E}_v$. La relación E_v/E que muestra cuantas veces es menor la tensión del campo en cualquier medio en comparación con el existente en el vacío se denomina permeabilidad dieléctrica relativa E_r del medio.

De acuerdo con la ley de Coulomb, la fuerza de interacción de las cargas q_1 y q_2 situadas en el vacío a una distancia r será:

$$\bar{F} = \frac{q_1 q_2}{4 \pi \epsilon_0 r} \quad (IV.30)$$

Siendo:

ε_o : Un coeficiente de proporcionalidad entre las fuerzas y las cargas interactuantes en el vacío y que se denomina constante eléctrica ($\varepsilon_o = 0.85 \cdot 10^{-12} F/m$).

Si las cargas q_1 y q_2 se sitúan en un medio que se diferencia por sus propiedades a las del vacío en la ecuación (IV.30) en vez de ε_o se introduce el coeficiente E_a , que considera las propiedades del medio y se denomina *permeabilidad dieléctrica absoluta*.

La magnitud de E_a se puede presentar en función de dos factores: ε_o y E_r es decir, $E_r = \frac{E_a}{\varepsilon_o}$.

De esta forma E_r es una medida de la polarización de la roca y el vector de polarización $\bar{P}$ se puede expresar como la diferencia entre la inducción eléctrica verdadera del campo y la de este mismo campo en el vacío (para $\bar{E}$ constante).

$$\bar{P} = \varepsilon_o E_r \bar{E} - \varepsilon_o \bar{E} \quad (IV.31)$$

De donde:

$$E_r = \frac{\bar{P}}{\varepsilon_o \bar{E}} + 1 \quad (IV.32)$$

El concepto de permeabilidad dialéctica solo tiene sentido para los cuerpos que son malos conductores, debido a que si el medio tiene muchas cargas libres, en vez de una interacción entre las cargas, lo que ocurre es su desplazamiento del punto con un potencial grande al punto con un potencial menor hasta que se alcance la situación de equilibrio y por consiguiente la permeabilidad dieléctrica es cercana al infinito.

La permeabilidad dieléctrica de las rocas depende del número de partículas que se polarizan por unidad de volumen y de su coeficiente convencional medio de polarización, por lo que considerando las ecuaciones (IV.29) y (IV.32) se obtiene la dependencia:

$$\varepsilon_r = \frac{\alpha_o n}{\varepsilon_o} + 1 \quad (IV.33)$$

Si se considera la interacción de las partículas dentro del volumen polarizado, esta fórmula se complica y toma la forma (formula de Clausius - Mossoti):

$$\frac{\varepsilon_r - 1}{\varepsilon_r + 2} = \frac{\alpha_0 n}{3 \varepsilon_0} \quad (\text{IV.34})$$

IV.3.3) Conductividad eléctrica de las rocas

Semejante a como la permeabilidad dieléctrica caracteriza las propiedades eléctricas de los dieléctricos la conductividad eléctrica específica es un parámetro eléctrico de los conductores.

La conductividad eléctrica de las rocas puede ocurrir con traslado de la materia (conductividad iónica e ionicoelectronica) y sin su traslado (conductividad electrónica y por perforación).

El carácter iónico de la conductividad eléctrica lo tienen todos los minerales amorfos, los compuestos haloideos, los nitratos y sulfatos, entre otros; en tanto que la conductividad electrónica es característica de los óxidos y sulfatos de la mayoría de los metales pesados.

Según la magnitud de la conductividad eléctrica, todas las sustancias se dividen en conductores, semiconductores y dieléctricos.

La teoría cuántica explica la diferencia de conductividad de los diferentes materiales por la diferencia en el sistema energético de sus cristales. Portadores libres de corriente, solo pueden ser los electrones suficientemente alejados del núcleo del átomo y que se encuentran en la zona de conductividad. Para que el electrón pueda caer en la zona de conductividad, es necesaria alguna acción energética sobre el, la magnitud de esta acción depende del ancho de la llamada zona prohibida que separa la zona de giro de los electrones, de la zona de conductividad.

En el caso de los conductores, la zona prohibida no existe y bajo la acción de factores externos que le entreguen alguna energía cinética adicional, los electrones pasan fácilmente a la zona de conductividad y adquieren la capacidad de transportar cargas.

En el caso de los semiconductores, la zona prohibida tiene un ancho determinado, que se expresa por la cantidad de energía necesaria para que el electrón pase a la zona de conductividad y es del orden de $1.6 \cdot 10^{-20} J$ a $2 \cdot 10^{-19} J$.

En los dieléctricos, la zona prohibida tiene un ancho, por lo regular, superior al trabajo necesario para extraer el ion del nudo de la red cristalina (hasta $13 \cdot 10^{-19} J$ y mas). Por eso la conductividad de los

conductores y semiconductores es electrónica y la de los dieléctricos iónica.

La presencia de impurezas en los conductores siempre disminuye su conductividad, mientras que en los dieléctricos la aumenta.

El aumento de la temperatura disminuye la conductividad eléctrica de los conductores, en tanto que en los dieléctricos ocurre un fenómeno inverso, ya que con la elevación de la temperatura aumentan la movilidad de los iones y su energía cinética.

V



Características dinámicas de las rocas

El comportamiento de los cuerpos solidos sometidos a la acción de cargas dinámicas (ya sea las que tienen un tiempo de aplicación muy corto, o aquellos en los que se presentan variaciones bruscas en su intensidad durante su tiempo de aplicación) está bien establecido, tanto desde el punto de vista físico, como del matemático para los materiales considerados como perfectamente elásticos.

En el caso de la mecánica de roca, en ocasiones se puede utilizar el modelo de Hooke para explicar comportamientos de las rocas situados en un régimen elástico, ahora bien esto no es posible cuando se trata de problemas de rotura causado por efectos de impactos dinámicos u otro tipo de sollicitaciones con esas características, por ejemplo la acción de la explosión.

Se entiende por características dinámicas de las rocas a la reacción que ellas tienen ante la acción de acciones dinámicas.

Es necesario tener en cuenta, que las cargas dinámicas en forma significativa se diferencian de las cargas estáticas, ya que durante su acción surgen fuerzas de inercia, la aceleración de partículas y procesos de ondas.

En el proceso de acción de estas cargas pueden participar, no solo el volumen total de la muestra de roca, sino solo una parte de ella, en dependencia del tiempo de aplicación de la carga y del tiempo de difusión de las ondas tensionales elásticas.

Se conoce que los procesos que conducen a que ocurran fracturas en las rocas, provocadas por la propagación de ondas de tensiones, son considerablemente diferentes a los provocados por la acción de cargas estáticas.

La explicación, más comúnmente aceptada para esta diferencia, consiste en admitir que los fenómenos de rotura de la roca bajo cargas dinámicas tienen sus inicios en las partes más débiles de ellas las que pueden no ser movilizadas si la velocidad de aplicación no ha sido muy alta. Lo contrario sucede bajo cargas estáticas en que todas las partes del cuerpo participan del proceso de rotura.

Esto explica por qué la resistencia dinámica de los materiales solidos son superiores a sus equivalentes en regímenes de carga estática. Igual sucede con la deformabilidad (Farmer, 1968).

Se conoce que los procesos que conducen a que ocurran fracturas en las rocas, provocadas por la propagación de ondas de tensiones, son considerablemente diferentes a los provocados por la acción de cargas estáticas.

La explicación, más comúnmente aceptada para esta diferencia, consiste en admitir que los fenómenos de rotura de la roca bajo cargas dinámicas tienen sus inicios en las partes más débiles de ellas las que pueden no ser movilizadas si la velocidad de aplicación no ha sido muy alta. Lo contrario sucede bajo cargas estáticas en que todas las partes del cuerpo participan del proceso de rotura.

Esto explica por qué la resistencia dinámica de los materiales sólidos son superiores a sus equivalentes en regímenes de carga estática. Igual sucede con la deformabilidad (Farmer, 1968).

Farmer propone una explicación termodinámica de este fenómeno, sugiriendo que durante la aplicación de cargas estáticas, son creadas condiciones isotérmicas de deformación (expansión y contracción), mientras que en el caso de cargas dinámicas prevalecen condiciones de tipo adiabático.

Si se tiene en cuenta la importancia práctica que tiene el conocer el mecanismo de rotura dinámica de las rocas, (por ejemplo en aquellos casos relacionados con los trabajos de voladura, en trabajos de perforación con equipos de percusión, en el proceso de excavación con hidromonitores y otros) se justifica plenamente la necesidad de un mejor conocimiento del comportamiento dinámico, de las rocas y del macizo ante este tipo de sollicitación.

En la actualidad aun no existen normas para la determinación de estas propiedades en las rocas y muchas veces para cualquier situación (acción de cargas estáticas o dinámicas), los resultados que se emplean para los cálculos y diseños son obtenidos del análisis de un comportamiento estático, lo que puede introducir errores debido a la diferencia que ellos puedan presentar.

En la práctica se presentan diferentes procesos de carga de las rocas con diferentes características. En la mayoría de los casos se produce la acción de cargas estáticas, sin embargo en pocos casos se producen distintos procesos de cargas dinámicas (perforación, explosión y otros).

Es por ello que en muchas ocasiones es de gran importancia conocer las características dinámicas de las rocas y la relación de estas con los estáticos.

Las propiedades dinámicas que se estudian en este material son:

- Velocidad de traslación de las ondas elásticas.
- Resistencia de onda.
- Propiedades dinámicas de deformación elástica (E, μ, G, K).
- Índices que caracterizan la tendencia de las rocas a que se produzcan fenómenos dinámicos (índice energético e índice de fragilidad).
- Energía específica de destrucción de la roca.
- Dureza dinámica.
- Plasticidad dinámica.
- Fortaleza dinámica.
- Ensayo a compresión y tracción con el esquema de caída libre de cilindros.
- Ensayo con la barra de Hopkinson modificada.

V.1) Velocidad de traslación de las ondas elásticas

Es una característica dinámica fundamental de las rocas. Según la velocidad de traslación de las ondas elásticas se puede juzgar sobre: la textura y estructura de las rocas, magnitud de las tensiones y propiedades elásticas de las rocas.

La velocidad de las ondas longitudinales o de compresión V_L se utiliza como índice de clasificación y su valor es indicativo de la calidad de la roca.

Para las rocas en buen estado esta velocidad varia, como norma entre 1000 y 6000 m'/s , en tanto que en rocas afectadas y/o meteorizadas se obtiene valores por debajo de 900 m/s.

Es de gran importancia conocer la velocidad de las ondas elásticas en el macizo y la determinación de este parámetro constituye una de las vías más confiables para conocer las propiedades de las rocas y las del macizo.

Como ilustración se analiza uno de los métodos más difundidos para la determinación de la velocidad de las ondas longitudinales y transversales, el método de resonancia.

a) Método de resonancia

Debido a su exactitud en trabajos de laboratorio ha adquirido una gran aplicación para la determinación de la velocidad de traslación de las ondas.

En la figura V.1 se da un esquema simplificado para la determinación de la velocidad de traslación según este método. Las ondulaciones mecánicas que atraviesan la muestra (1) son producidas por un emisor (2), el cual se alimenta por el generador de frecuencia sonora (3) y transforma las ondas eléctricas recibidas en mecánicas.

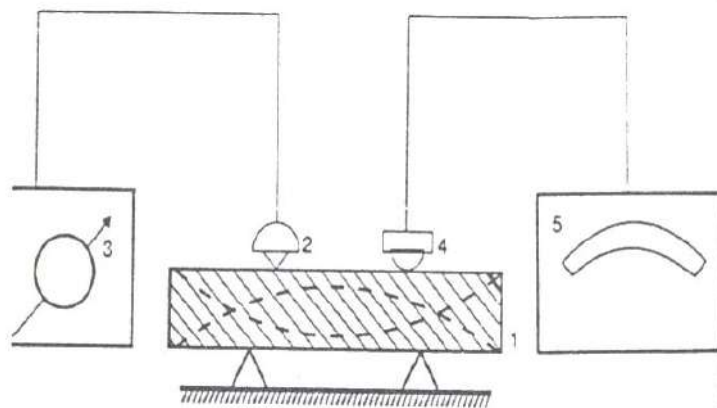


Figura V.1 Esquema para la determinación de E por el método de resonancia

Los receptores de sonido (4) reciben las ondulaciones mecánicas que se producen en la muestra transformándola en eléctrica, después de lo cual estas ondulaciones eléctricas van a un amplificador (5) y desde ahí a un elemento de un tubo de haz electrónico.

Al surgir oscilaciones en la muestra el rayo del tubo catódico crea en la pantalla una línea vertical lumínica, cuya longitud es proporcional a la magnitud de la tensión tomada del receptor de oscilaciones mecánicas.

En el momento de la resonancia, la amplitud de las oscilaciones mecánicas en la muestra alcanza su mayor magnitud. Por consiguiente la línea lumínica vertical que se ve en la pantalla tiene la mayor longitud cuando coincide la frecuencia de las oscilaciones en las muestras, con la frecuencia del generador.

De tal forma a partir de la desviación máxima del rayo se puede registrar el momento de coincidencia de la frecuencia del generador con la de las oscilaciones en las muestras.

Una vez determinada la frecuencia de resonancia (f_0) y conociendo la longitud (l) de la muestra se puede determinar la velocidad de traslación de las ondas longitudinales por la muestra con el empleo de la siguiente expresión:

$$V_L = 2f_0 \cdot l \quad (V.1)$$

Conociendo que:

$$V_L = \sqrt{\frac{E}{\rho}} \quad (V.2)$$

Se determinan a partir de la velocidad de traslación de las ondas elásticas con el empleo de las conocida formulas de la teoría de elasticidad.

Si se conoce la velocidad de traslación de las ondas elásticas en la varilla, se tiene

$$E_d = v_v^2 \rho \quad (V.3)$$

Siendo:

v_v : Velocidad de las ondas elásticas en la varilla

ρ : Densidad de la muestra de roca.

V.2) Resistencia de la onda

Caracteriza la resistencia que ofrecen las rocas al traslado de las ondas elásticas. Numéricamente este índice es igual a la velocidad de las ondas longitudinales por el peso volumétrico de las rocas, o sea:

$$R_o = \gamma V_L \quad (V.4)$$

Siendo:

R_o : Resistencia de onda. $g/cm^3 \cdot s$

γ : Peso volumétrico de las rocas g/cm^3

V_L : Velocidad de onda c/s .

La magnitud de la resistencia de onda puede variar en amplios límites. A partir de la resistencia de ondas se ha elaborado una clasificación de las rocas.

La resistencia de onda de las rocas determina su capacidad de reflejar y refractor las ondas elásticas.

V.3) Propiedades dinámicas de la deformación elástica

Se caracterizan por el modulo dinámico de elasticidad (E_d) y coeficiente dinámico de Poisson (μ_d), por el modelo de corte dinámico g_o y el modulo volumétrico (k_v).

Si es conocida la velocidad de las ondas longitudinales en el espacio, la expresión para la determinación de E_d se da por:

$$E_d = v_L^2 \cdot \rho \cdot \frac{(1+\mu_d)(1-2\mu_d)}{(1-\mu_d)} \text{ kg/cm}^2 \quad (\text{V.5})$$

Siendo:

v_L : Velocidad de las ondas longitudinales

μ_d : Coeficiente dinámico de Poisson.

Este coeficiente (μ_d) se determina también a partir de la velocidad de traslación de las ondas elásticas, por la expresión:

$$\mu_d = \frac{0.5 - (v_t/v_L)^2}{1 - (v_t/v_L)^2} \quad (\text{V.6})$$

Modulo al corte dinámico (g_o) y modulo volumétrico de elasticidad (K_y).

En tanto que, el valor de (g_o) se determina por la expresión:

$$g_o = V_t^2 \cdot \rho \quad (\text{V.7})$$

Y el modulo volumétrico (K_v) por la expresión:

$$K_v = \frac{E_d}{3(1-\mu)} \quad (\text{V.8})$$

V.4) Índices que caracterizan la tendencia de la roca a que se producen fenómenos dinámicos

Con el objetivo de mostrar la tendencia que puede tener la roca de producir un fenómeno dinámico se han desarrollado algunos métodos

de investigación aplicados al estudio de las rocas en condiciones de laboratorio.

Entre ellos se puede mencionar el método basado en la determinación del índice energético (WET), propuesto por Kibydinski en 1981, que permite determinar cuantitativamente la energía elástica almacenada por la roca durante el ciclo de carga y descarga durante el ensayo a compresión. Aquí es necesario emplear para el ensayo una prensa rígida, similar a la mostrada en el capítulo II para los ensayos a resistencia a largo plazo.

Otra vía de estudio y en la cual se han desarrollado varios métodos es la basada en la determinación del índice de fragilidad, la que a continuación se analiza brevemente.

V.4.1) Métodos de determinación del índice de fragilidad

En la actualidad se emplean distintos índices de fragilidad, los que tienen como aspecto común el comportamiento de la rotura en la fase de posrotura de las rocas.

Se analizan dos de los índices que más se emplean al tratarse del análisis de fenómenos dinámicos.

a) El índice denominado *sen φ*

b) El índice E/M .

a) Índice *sen φ* : La magnitud del seno del ángulo de fricción interna está directamente ligado a la fragilidad de las rocas. Definida por la relación:

$$\frac{\sigma_c - \sigma_T}{\sigma_T + \sigma_c} \quad (V.9)$$

Este índice está asociado a la relación entre σ_c/σ_T , como se muestra en la figura V.2 y como se aprecia para pequeños valores de *sen φ* corresponden pequeños valores de σ_c/σ_T .

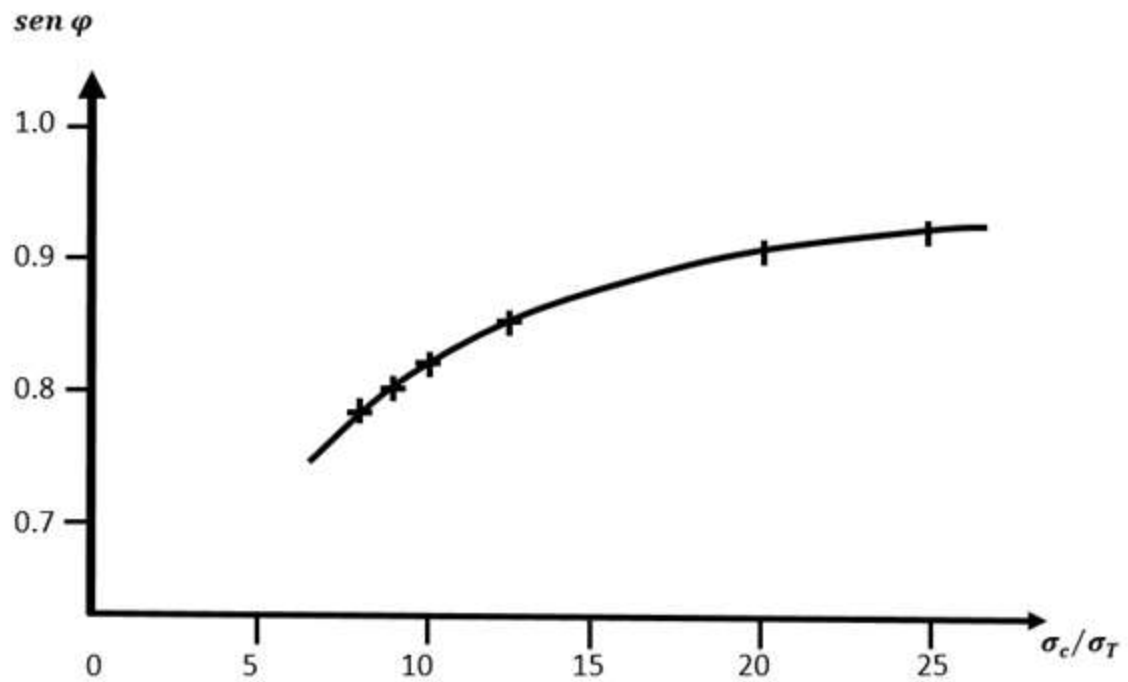


Figura V.2. Relación entre $\text{sen } \varphi$ y σ_c / σ_T .

Este índice, cuando los valores de σ_c y σ_T se obtienen de ensayos triaxiales, o sea ensayos con total confinamiento, tienen la ventaja de ser menos sensibles a la presencia de microfisuras en las muestras.

b) Índice E/M : Está definido por la relación del módulo de elasticidad (E) y el módulo postruptura (M) (ver figura V.3) obtenido de un ensayo a compresión simple.

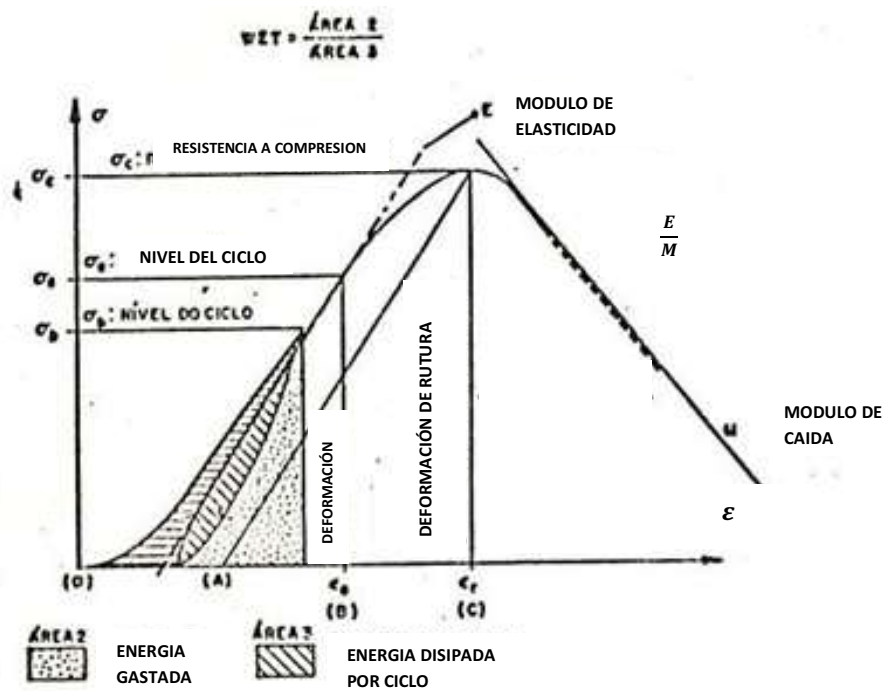


Figura V.3. Definición de WET y de la relación E/M

Este índice se utiliza para medir la fragilidad de las rocas, también se puede emplear para clasificar las rocas según su aptitud para que se presenten fenómenos dinámicos, se presentan dos casos:

$E/M > 1$ Las rocas no son susceptibles a la ocurrencia de fenómenos dinámicos.

$E/M < 1$ Las rocas son susceptibles a la ocurrencia de fenómenos dinámicos.

En la figura V.4 se muestra la evaluación de este índice a medida que el ensayo se hace más confinado. Se puede apreciar que el índice obtenido para 1Mpa, con confinamiento más alto posee una desviación menor, que el mismo índice obtenido para un confinamiento más bajo.

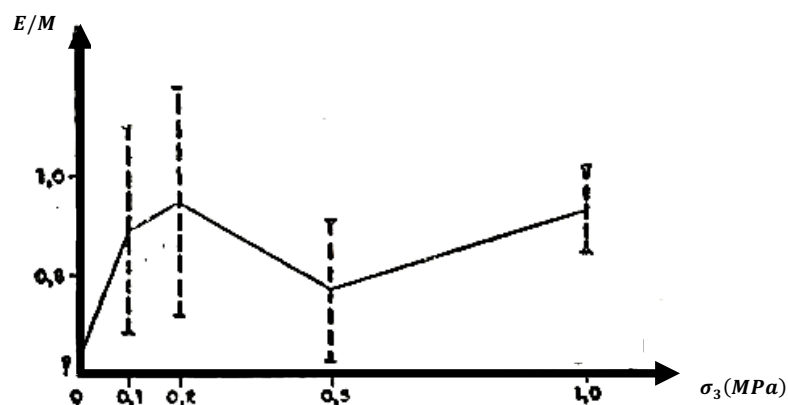


Figura V.4. Magnitud del índice E/M en función del grado de confinamiento.

V.5) Energía específica de destrucción de la roca

Es una característica dinámica de las rocas que se determina con el empleo de una torre de ensayo vertical de la siguiente forma.

Por las guías de la torre, desde una altura establecida se deja caer un percutor (o peso), el cual golpea a la muestra que se ensaya. El proceso de golpeo a la roca es registrado por un captador.

Está concebido en el ensayo que la muestra de forma cilíndrica se rompa por una serie de golpes ocasionados por el percutor, que cae libremente desde una altura que progresivamente y en forma constante se va aumentando.

Cada aumento de altura de caída del percutor se establece en 1 cm.

Sobre la resistencia de la muestra al golpe se juzga por la energía que se absorbe por la muestra durante estos golpes y se relacionan con la unidad de volumen de la muestra.

La energía que se gasta en cada golpe se determina por la expresión:

$$A_e = mgh = Ph \quad (V.10)$$

Siendo:

m : La masa del percutor o peso

g : Aceleración de la gravedad

h : Altura de caída

P : Peso del percutor.

Para el caso de ruptura de la muestra para n golpes, la energía absorbida será:

$$P_1 + P_2 + \dots + P_n = P \left(\frac{n+1}{2} \right) n \quad (V.11)$$

Y la energía específica para la unidad de volumen será:

$$A_e = \frac{P(n+1)n}{2V} \quad (V.12)$$

Siendo:

V : Volumen de la muestra.

Dureza dinámica

Se denomina "Dureza Dinámica" a la resistencia que oponen las rocas a la penetración, bajo la acción de cargas dinámicas.

El método más empleado para determinar este índice es el de Shore que a continuación brevemente se describe.

Sobre la superficie de la muestra que se ensaya se lanza, desde una altura previamente determinada, un percutor que posee una punta esférica de diamante. A partir del valor promedio del rebote, obtenido de la medición de una serie de lanzado en distintas partes de la muestra, se puede obtener la relación entre la altura de lanzado y el rebote.

Las muestras pueden tener cualquier forma en el plano y un espesor de 40 a 50 mm, debiendo estar 2 de las caras pulidas y paralelas.

La velocidad de caída (V) del percutor y la de su rebote (V') se relacionan con la altura de caída (h) y la altura de rebote (h') por la relación:

$$V = \sqrt{2gh}, cm/S \quad (V.13)$$

$$V' = \sqrt{2gh'}, cm/S \quad (V.14)$$

Y al módulo dado por la relación:

$$\left| \frac{V'}{V} \right| = \left| \frac{h'}{h} \right| \quad (V.15)$$

Se le denomina "Coeficiente de Rebote" y caracteriza las propiedades elásticas que posee la roca ensayada.

La determinación del indicador de dureza dinámica (D_d) se hace con el equipo llamado escleroscopio (esclerómetro).

V.7) Plasticidad dinámica de las rocas

Para su determinación se utiliza el escleroscopio de shore. El método fue desarrollado por M.I.Koifman y se basa en la medición del efecto de endurecimiento de la superficie de la muestra de roca durante la reiteración de los micro golpes en diferentes puntos de la muestra.

La evaluación de la plasticidad de las rocas se realiza mediante la repetición de los golpes en 5 a 10 puntos elegidos de la muestra. El

número de golpe que se debe aplicar en un punto varía en dependencia de las características de la roca.

Los golpes deben cesar cuando, la dureza alcanza una magnitud máxima y el siguiente golpe no producirá ninguna variación.

Para este ensayo se deben usar muestras de rocas que tengan dos de sus caras paralelas y bien pulidas.

La evaluación cuantitativa de la plasticidad dinámica de las rocas se realiza por la siguiente expresión:

$$K_T = \frac{T_L - T_i}{T_i} \quad 100\% \quad (V.16)$$

Siendo:

K_T : Coeficiente de densificación de la roca, que caracteriza su plasticidad en %

T_L : Dureza limite (la mayor) de la roca que se produce en el límite del estado de densificación

T_i : Dureza inicial de la roca (cuando se produce el primer golpe).

Para el caso de rocas frágiles el coeficiente K_T habitualmente no excede de un 5 a un 10% e incluso pueden presentarse casos que tengan un valor negativo. Para las rocas muy plásticas el valor de K_T puede alcanzar hasta más de un 200%.

V.8) Fortaleza dinámica (método de trituración)

Según este método se preparan muestras con dimensiones de 20 a 40 mm. Estas muestras se introducen en el equipo de ensayo y son sometidas a la acción de un peso de 2.4 kg que se deja caer desde una altura de 60 cm. En dependencia de la resistencia de las rocas esta acción se puede repetir varias veces, como resultado de lo cual se va a obtener una masa de roca triturada que se pasa por una zaranda con agujeros de 0.5 mm.

Este ensayo se debe repetir 5 veces y la parte del producto triturado en estos 5 ensayos que pasa por la zaranda (o sea las fricciones menores que 0.5 mm) se depositan en un recipiente graduado que tiene un diámetro de 23 mm.

La magnitud del coeficiente dinámico de fortaleza, se calcula por la expresión:

$$f = 20 \ n_g/h_r \quad (V.17)$$

Siendo:

n_g : Número de golpes efectuados

h_r : Altura que alcanza la masa triturada de roca (inferior a 0.5 mm) en el recipiente graduado.

Se recomienda, para alcanzar mayor precisión del resultado; realizar un numero de golpes que garanticen que la magnitud de h_r no sea nunca menor de 20 mm y no excede de los 60 mm.

De la experiencia práctica se ha podido constatar que los valores de la fortaleza dinámica (obtenidos por este método) habitualmente son mayores que los obtenidos en ensayos estáticos. Lo que, como se ha expresado, es propio de los ensayos dinámicos.

V.9) Ensayo con la caída libre de cilindros

Este proceso es usado en USA y se rige por la ASTM, (1942) consiste en dejar caer un cuerpo cilíndrico de acero desde alturas crecientes sobre muestras de rocas cilíndricas de 25 mm de diámetro y altura.

Las muestras deben ser obtenidas de bloques de roca sin fisuras ni discontinuidades y deben ser ensayada por lo menos 6 veces.

De existir planos de debilitamiento estructural, se deben hacer 3 ensayos con la carga aplicada perpendiculares a estos planos de debilitamiento y los otros 3 paralelos a dichos planos.

La resistencia al impacto, se define por la altura de caída del martillo de acero de 19.6 Newton de peso, desde una altura h y el resultado se da por el valor medio de 3 determinaciones.

La interpretación del estado de tensión dinámica causada por un cilindro de roca es conocida del análisis de caída de un cuerpo con roca (P) debe una altura (h).

La tensión estática σ_e esta dada por:

$$\sigma_e = \frac{P}{A} = \frac{ES}{L} \quad (V.18)$$

Siendo A la sección transversal del cilindro según Berham y Warrock (1993), la tensión dinámica σ_D correspondiente a la caída del cuerpo, está dada por:

$$\sigma_D = \sigma_e + \left[\sigma_e^2 + \frac{2\sigma_e E h}{L} \right]^{0.5} \quad (V.19)$$

Siendo:

E : Módulo de elasticidad de la roca

S : Deformación axial de la muestra

L : Altura del cilindro de roca.

Por lo tanto, no es difícil determinar la resistencia dinámica del material a compresión, conociendo la altura mínima de caída (h) que produce la rotura.

Si el objetivo fuese la determinación de la resistencia dinámica a la tracción, el procedimiento consiste en lo siguiente (ver figura V.5).

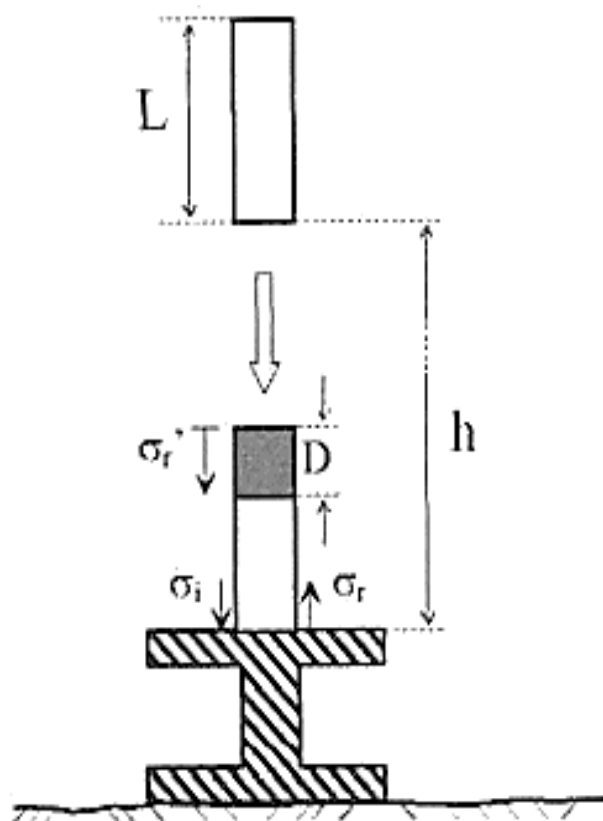


Figura V.5. Esquema para el ensayo de caída libre de un cilindro de roca.

Se utiliza el mismo principio de caída libre de un peso de acero sobre la muestra, pero se valora la acción de la onda de tensión reflectada producida por el impacto.

El cálculo de tensiones se inicia a partir de la determinación de la tensión incidente (σ_i) que se comprende con la caída de una probeta de altura L desde una distancia h , según (Kolsky, 1963).

$$\sigma_i = \gamma V_L \sqrt{2gh} \quad (V.20)$$

Siendo:

γ : Masa volumétrica

V_L : Velocidad de propagación de ondas longitudinales.

Después del impacto, en la base, se genera un frente onda reflectada (σ_R) que se propaga ascendentemente por la roca produciendo una tensión:

$$\sigma_R = \frac{1-n}{1+n} \quad (V.21)$$

Siendo n la relación entre la impedancia de la roca y la del acero, o sea:

$$n = \frac{\gamma_R V_L^R}{\gamma_a V_L^a} \quad (V.22)$$

En la parte superior de la probeta ocurre una segunda reflexión, esta vez en la interfase con el aire, en este caso es una tensión reflectada de signo contrario a σ_R , o sea actúa a tracción.

Esta tensión es la que conduce a la rotura del cilindro de roca, produciéndole fracturas paralelas a su base y puede ser calculada por medio del conocido frente de onda triangular (Duvall y Atchison, 1957), que establece la relación entre la tensión inicialmente reflectada (σ_R) y la tensión de rotura a tracción (σ_T), por la expresión:

$$\sigma_T = \frac{2D}{L} \sigma_R \quad (V.23)$$

Siendo D la longitud (altura) del fragmento de roca sifarado.

Sustituyendo el valor de σ_R obtenido anteriormente, se obtiene la resistencia dinámica a la tracción de una muestra con altura (longitud) L y que cae libremente de una altura h .

$$\sigma_T = \frac{2D}{L} \frac{1-n}{1+n} \cdot \gamma V_L \sqrt{2gh} \quad (V.24)$$

V.10) Ensayo con la barra de Hopkinson modificada

Es el más antiguo de los ensayos que se ha realizado para la determinación de la resistencia dinámica a tracción en diferentes materiales y es conocido como "el ensayo de la barra de Hopkinson".

El ensayo original consiste en someter muestras cilíndricas suspendidas horizontalmente al impacto producido por una de sus bases, por cualquier método eficaz (por ejemplo la determinación de una pequeña carga explosiva, el disparo de un proyectil etc.).

Debido a la propagación de las ondas compresivas que inciden (a causa del impacto), se generan ondas a tracción, las que se reflejan al llegar a la otra cara de la muestra.

Si la magnitud de esta tensión reflejada excede de la resistencia a tracción del material que constituye la barra, se produce su fragmentación, a partir de lo que se puede evaluar su resistencia dinámica a tracción.

Debido a que en este ensayo (Hopkinson Versión Original) se exigen altos valores de impacto, para el ensayo en rocas, las muestras que se usan no son cilíndricas, sino cónicas. Lo que brinda considerables ventajas en la realización del ensayo.

Como dificultad en esta adaptación de este método es que aún no cuenta con una formulación teórica aceptada.

Para el ensayo se emplea una muestra cónica circular formada por un material tipo chile (continuo, homogéneo, isótropo, lineal y elástico), suspendida por 2 sitios a una estructura rígida.

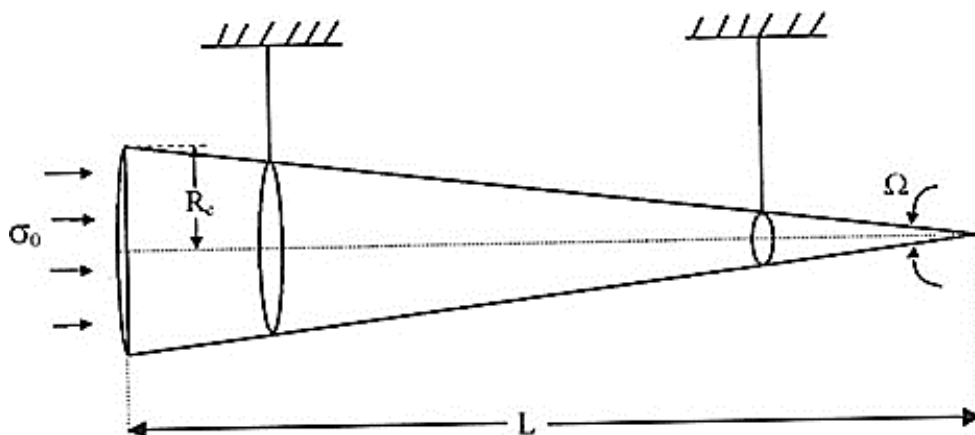


Figura V.6.- Esquema de ensayo con empleo de una barra cónica

La forma geométrica de esta barra (muestra) está caracterizada por su longitud L y un ángulo θ en su vértice, en tanto que el radio (R) de la base circular viene dado por:

$$R = L \cdot \tan \frac{\theta}{2} \quad (\text{V.25})$$

Las propiedades elásticas dinámicas de la roca que constituye la barra son: módulo de elasticidad (E), el coeficiente de Poisson (μ), la velocidad (V_L) de propagación de las ondas longitudinales y la velocidad (V_T) de las transversales y su masa volumétrica γ .

Si se supone que la base del cono (de diámetro $2R$) recibe un impacto que le transmite una tensión dinámica (σ_D) es necesario analizar la propagación de esa perturbación por toda la barra.

Para ello es necesario asumir una serie de aproximaciones:

- a) Se considera planas las secciones transversales perpendiculares al eje de simétrica del cono.
- b) Se admite que la tensión dinámica (σ_D) que incide sobre cualquier sección transversal de la muestra (cono) es uniforme.
- c) Se asume que la velocidad de propagación de la onda incidente a lo largo del cono es constante (igual a V_L) y que es una propiedad característica del material que lo constituye.
- d) Se considera que la forma de la onda no se altera con la distancia recorrida, (o sea no se considera el fenómeno de dispersión durante la propagación), ni se atenúa la tensión asociada al frente de onda debido a la reducida trayectoria.
- e) Se asume que esta barra cónica no sufre vibraciones transversales, ni flexiones a causa del impulso recibido.

Una vez preparada las muestras cónicas para el ensayo, ellas se someten a la acción de un impacto, obteniendo fragmentos cónicos de la parte próxima al vértice.

Después de cada ensayo deben ser registrados los valores de energía del impacto y las dimensiones de la barra cónica y de los fragmentos que se vayan obteniendo, destacando la altura y diámetro de cada uno.

El coeficiente de Poisson del material debe ser determinado preponderadamente con ensayos dinámicos (ultrasonido, por ejemplo) o calculado usando los V_L y V_t si estos son conocidos.

Para el cálculo de la tensión dinámica a tracción se procede de la siguiente forma.

- a) Se determina la distancia entre el plano de fractura y el frente de la onda incidente, provocada por la onda longitudinal reflectada. Responsable de la rotura.

Esta distancia se corresponde con el segmento $L_F - L_a$ que se representa en la figura V.7

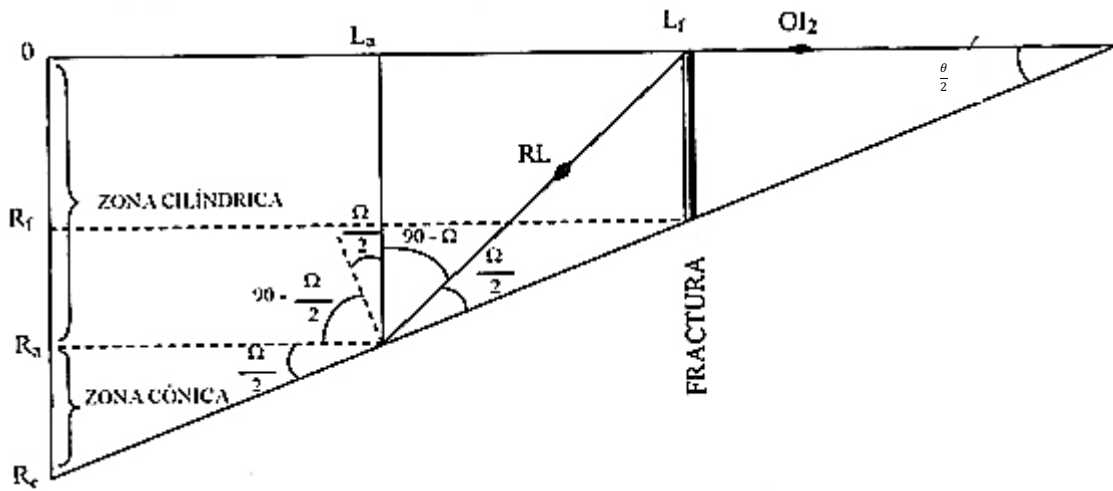


Figura V.7.- Representación del esquema de cálculo entre el plano de fractura y el frente de la onda

Esta magnitud se puede determinar por la expresión

$$L_F - L_a = R_a \cot \theta \quad (V.26)$$

Y el radio R_a de la sección circular del cono a la distancia L_a se puede expresar por:

$$R_a = (L - L_a) T_g \frac{\theta}{2} \quad (V.27)$$

Sustituyendo este valor de R_a en la expresión (V.26)

$$L_a = \frac{2 L_f - L \left[1 - T_g^2 \frac{\theta}{2} \right]}{1 + T_g^2 \frac{\theta}{2}} \quad (V.28)$$

Conocido el valor de L_a se puede calcular el valor de R_a por la expresión (V.26).

- b) Se determina las sollicitudes dinámicas actuantes. Provocados por el impacto inicia, por la expresión.

$$\sigma_o = \frac{\gamma V_L \theta_1 [g.V (\cos \beta - \cos \alpha)]^{1/2}}{\varrho_1 + \varrho_2} \quad (V.29)$$

Siendo:

β : Angulo de caída

ϱ_1 : Peso del péndulo

r : Radio del péndulo

β : Angulo de caída

ϱ_2 : Peso de la muestra cónica.

Este impacto dinámico ocasiona a la distancia L_a de la base del cono 2 fuerzas. F_{con} en la parte cónica y F_{cil} en la parte cilíndrica, determinándose su magnitud por las expresiones:

$$F_{con} = \pi (R_c^2 - R_a^2) \quad (V.30)$$

$$F_{cil} = \pi R_a^2 \sigma_o \quad (V.31)$$

- c) Se calcula la fuerza asociada a la onda longitudinal reflectada σ_R con el empleo de la expresión:

$$F_R = F_{con} \frac{2 \sin \frac{\theta}{2} \sin^2 \beta_o T_g 2 \beta_a \cos \frac{\theta}{2} \cos 2\beta_o}{2 \sin \frac{\theta}{2} \sin^2 \beta_o T_g 2 \beta_o + \cos \frac{\theta}{2} \cos 2\beta_o} \quad (V.32)$$

Se debe señalar que en la mayoría de los casos F_R posee un valor negativo, lo que se corresponde a un estado de sollicitación a tracción.

- d) Como último paso se procede a determinar la tensión dinámica de rotura a tracción $\sigma_{R.T}$, como el cociente entre la fuerza resultante y la sección donde ocurre la fractura, (A_f) de radio R_f .

Este valor A_f se halla por:

$$A_f = \pi R_f^2 \quad (V.33)$$

Y la fuerza resultante (F_R) se considera igual a:

$$F_R = A_f \cdot \sigma_o \quad (V.34)$$

Y la tensión dinámica a tracción es:

$$\sigma_{R.T} = \frac{(F_R)}{A_f} \quad (V.35)$$

VI



Índices Geotecnológicos

El empleo de estos índices está muy difundido, tanto en la industria minera, como durante el diseño y construcción de diferentes obras subterráneas (construcciones hidrotécnicas, túneles, estaciones de metros y otras).

Ellos permiten caracterizar el comportamiento del macizo ante la realización de cualquier proceso tecnológico.

Los índices geotecnológicos más usados y que son tratados en el presente material son:

- 1) Fortaleza de la roca
- 2) Dureza de la roca
- 3) Abrasividad
- 4) Explosionabilidad
- 5) Perforabilidad
- 6) Fragmentabilidad
- 7) Excavabilidad
- 8) Estoicidad o tesura
- 9) Índice geológico de resistencia
- 10) Grado de fracturación del macizo

VI.1) Fortaleza de la roca

El empleo de este índice se introduce desde inicio del pasado siglo por M Protodiakonov. Este concepto es empleado, tanto para caracterizar las rocas según su resistencia a la destrucción, durante los diferentes trabajos que se realice en el macizo, y también en lo relativo a la evaluación de la estabilidad de las excavaciones.

La medida de fortaleza de las rocas se da por el denominado coeficiente de fortaleza (f). Diferenciando las rocas en categorías según el valor del coeficiente de fortaleza, Protodiakonov propuso la clasificación de las rocas según la magnitud de f , la que aun hoy en día goza de difusión, (tabla VI.1).

Tabla VI.1.- Clasificación de las rocas según su fortaleza

Categoría	Grado de fortaleza	Tipo de roca	Coefficiente de fortaleza	Peso volumétrico de la roca Kg/cm³	Coefficiente de esponjamiento
I	El más alto grado de fortaleza	Los basaltos y cuarcitas más fuertes viscosas y densas. Otras rocas que por su fortaleza se puedan incluir	20	2800-3000	2.2
II	Muy fuerte	Rocas graníticas muy fuertes, granitos muy fuertes, esquistos pedregosos. Cuarcitas menos fuertes que las mencionadas arriba. Las calizas más fuertes.	15	2600-2700	2.2
III	Fuertes	Granito (denso) y rocas graníticas calizas y areniscas muy fuertes. Conglomerados fuertes. Mineral de hierro muy fuerte.	10	2500-2600	2.2
IIIa	Fuertes	Calizas (fuertes). Granitos no fuertes, areniscas fuertes. Mármol y dolomita fuerte	8	2500	2.0
IV	Lo suficientemente fuertes	Areniscas ordinarias. Minerales de hierro	6	2400	2.0
IVa	Ídem	Esquistos arenosos, areniscas esquistosas.	5	2500	2.0
V	De fortaleza media	Esquistos arcillosos fuertes, calizas y areniscas no fuertes, conglomerados débiles.	4	2800	2.0
Va	Ídem	Distintos esquistos no fuertes. Margas densas.	3	2500	1.8
VI	Algo débiles	Esquistos débiles, areniscas muy blandas, creta, piedra de sal, yeso, suelo congelado, antracita. Marga ordinaria. Arenisca destruida, canto rodado cementado, grava, suelo pedregoso	2	2400	1.6-1.7
VIa	Ídem	Terreno de cascajo, esquistos diluidos, carbón de piedra fuerte, arcilla endurecida	1.5	1800-2000	1.4-1.5
VII	Débiles	Arcilla densa. Piedra de carbón débil, suelo arcilloso	1.0	1800	1.25 - 1.4
VIIa	Ídem	Arcilla arenosa débil, grava loess.	0.8	1600	1.25-1.35
VIII	Terrosos	Tierra vegetal, tierra arcillosa débil, arena seca, turba.	0.6	1500	1.2-1.3
IX	Friables	Arena, grava blanda, carbón extraído, deslizamiento de tierra.	0.5	1700	1.1-1.2
X	Movedizas	Terreno movedizo, terreno cenagoso, loess disuelto y otros terrenos disueltos	0.3	1500-1800	1.05

Según esta clasificación todas las rocas se agrupan en diez categorías, las más fuertes se encuentran en la primera categoría y tienen un coeficiente de fortaleza alto (puede llegar a 20 según Protodiakonov), en tanto que las más débiles están en las ultimas categorías (IX y X)

pudiendo llegar su coeficiente de fortaleza a menos de 0.5 como se muestra en la tabla IV.1.

Para la determinación de la fortaleza de las rocas se pueden emplear diferentes métodos. En este material se analizan dos métodos, el que parte del ensayo de destrucción a compresión lineal de una muestra regular y el método denominado de trituración.

VI.1.1) Determinación del coeficiente de fortaleza a partir de la magnitud de la resistencia lineal a compresión

Es el método más usado para obtener el valor de f y consiste en determinar en ensayos de laboratorio la magnitud de la resistencia a compresión lineal de la roca (R_c) y hallar el valor de f por una de las siguientes expresiones, según R_c este dado en kgf/cm^2 o en MPa:

$$f = \frac{R_c}{100} \text{ ó } f = \frac{R_c}{10} \quad (\text{VI.1})$$

Debido a que en algunos tipos de rocas muy resistentes se han obtenido valores de resistencia superiores a los 2000 kgf/cm^2 (200 MPa), con el empleo de la expresión anterior se obtendrían valores de f superiores a 20, lo que contradice el concepto de la clasificación de Protodiakonov que plantea que la fortaleza máxima en las rocas es 20.

A partir de eso se recomienda para el caso de rocas muy fuertes emplear para el cálculo de f la siguiente expresión:

$$f = \frac{R_c}{300} + \sqrt{\frac{R_c}{30}} \text{ ó } f = \frac{R_c}{30} + \sqrt{\frac{R_c}{3}} \quad (\text{VI.2})$$

Según R_c este dado R_c en kgf/cm^2 o en MPa

Si se comparan los valores de f obtenidos por las expresiones VI.1 y VI.2, Se observa que cuando se emplea la expresión VI.2 se obtiene para rocas débiles valores más altos de f en comparación a cuando se usa la expresión VI.1 (por ejemplo para una roca de $R_c = 20 \text{ MPa}$ se obtiene una $f = 3.1$; y para una roca de $R_c = 300 \text{ MPa}$ se obtiene una $f = 4.2$). En tanto que para el caso de rocas fuertes y muy fuertes sucede lo inverso y con el empleo de la expresión 2 se obtienen valores, por ejemplo para $R_c = 150 \text{ MPa}$ se obtiene una $f = 12.1$; para $R_c = 200 \text{ MPa}$ se obtiene una $f = 14.8$.

Partiendo del criterio de conservar el concepto dado en la escala por Protodiakonov, se puede plantear que el campo óptimo de aplicación de la expresión VI.1 es en rocas débiles y hasta de mediana fortaleza ($f = 10-12$), en tanto que la expresión VI.2 se debe emplear para rocas fuertes y muy fuertes.

VI.1.2) Determinación del coeficiente de fortaleza por el método de trituración

Según este método se preparan muestras de 20 a 40mm de dimensión con un peso de 20 a 50g. Esta muestra se introduce en el equipo de ensayo y es sometida a la acción de un peso de 2.4kg, que se deja caer desde una altura de 60mm. En dependencia de la resistencia de las rocas esta acción se puede repetir varias veces, como resultado de lo cual se va a obtener una masa de roca triturada que se pasa por una zaranda con agujeros de 0.5mm.

Este ensayo se debe hacer 5 veces y la parte del producto de estos 5 ensayos que pasan por la zaranda (o sea las fracciones menores que 0.5mm) se depositan en un recipiente graduado que tiene un diámetro de 23mm.

La magnitud de f en este caso se calcula por la expresión:

$$f = \frac{20n_g}{h_r} \quad (\text{VI.3})$$

Siendo:

n_g : Número de golpes a que se somete la muestra.

h_r : Altura a que llega la masa triturada de roca (inferior a 0.5mm) en el recipiente graduado.

Se recomienda realizar un número de golpes para el cual el valor de h_r no sea menor de 20mm y no exceda de los 60mm.

Los valores de f obtenidos al usar este método, en general son algo mayores que los obtenidos según el método anterior. Esto se explica por las características dinámicas de este ensayo.

VI.2) Dureza de la roca

Es la propiedad de las rocas de oponer resistencia a la acción puntual sobre ellas (en algunas ocasiones se define como la resistencia que ellas ofrecen al ser penetradas por un objeto duro).

Para el caso de los minerales la dureza se evalúa a partir de la escala de Mohs, la cual está conformada por diez minerales que son usados como etalones.

Para el caso de las rocas no se emplea esa escala, ya que ellas habitualmente están conformadas por varios minerales y por ende su dureza va a estar dada por una combinación de estos valores.

En dependencia de la forma en que se produzca la acción sobre las rocas, o sea si esta es gradual o mediante un golpe, se distingue la dureza estática y la dinámica.

VI.2.1) Dureza estática

En general los métodos de determinación de la dureza estática usados para los metales (métodos de Rockwell y Brinell) son poco utilizados en las rocas.

Para la determinación de la dureza estática en las rocas habitualmente son utilizados métodos que se basan en la formación de huellas o hendiduras en la superficie de las muestras de rocas, como son: el método del estampado y el de los punzones.

Método con el empleo del estampado

Teniendo en cuenta que en ocasiones el proceso de deformación en los momentos que anteceden a la destrucción (estampado) de la muestra, puede ocurrir muy rápido es necesario fijar la lectura mínima del manómetro (carga) y la del indicador (deformación) simultáneamente.

La duración de este ensayo para rocas elasto-plásticas es normalmente de 3 a 4 minutos, aunque en ocasiones puede llegar a 10 minutos.

Durante este ensayo en rocas en las que no se produce la destrucción, es necesario establecer la propiedad de penetración límite; la que se

establece para estampas (troqueles) de 1 a 2 mm² de 0.5 a 0.7 mm² y para estampas de mayor diámetro de 1 a 1.5 mm².

Según el método del estampado la muestra de roca se coloca entre los platos de la prensa y es sometida a la acción de las estampas (troqueles).

La dureza estática (De) se puede determinar por la expresión:

$$De = \frac{P_R}{S} \quad (VI.4)$$

Siendo:

P_R: Carga de ruptura, kgf

S: Área del troquel o estampado.

La muestra debe tener una altura aproximadamente de 50mm y poseer dos caras paralelas (el resto de las caras de la muestra pueden tener incluso formas irregulares).

Para el ensayo se deben emplear troqueles o estampas cilíndricas que tengan un área de apoyo de 2 a 5 mm².

Según las características del proceso de deformación durante el estampado las rocas pueden dividirse en tres clases:

Clase I. –Rocas con comportamientos frágiles.

Clase II. –Rocas con comportamiento elasto-plástico.

Clase III. –Rocas con alta plasticidad.

Para la primera clase, la dureza (De) se puede determinar por la expresión anteriormente vista.

Para la segunda clase (comportamiento elasto-plástico), además de la deformación elástica se produce un sector de deformación plástica. Durante este proceso de carga la transición de uno a otro estado de deformación transcurre gradualmente.

Para esta clase de deformación (elasto-plástica), se puede calcular el límite de fluidez (L_f), que corresponde al punto de transición de un medio elástico a uno plástico, por la expresión:

$$L_f = \frac{P_0}{S} \quad (VI.5)$$

Siendo:

P_0 : Carga que se produce en el punto de transición.

La valoración de la plasticidad se hace relacionando el trabajo total invertido hasta el momento de destrucción de la roca (A_{dest}) con respecto al trabajo invertido durante el proceso de deformación elástico (A_{elast}), o sea mediante el coeficiente de plasticidad. (Ver figura VI.1).

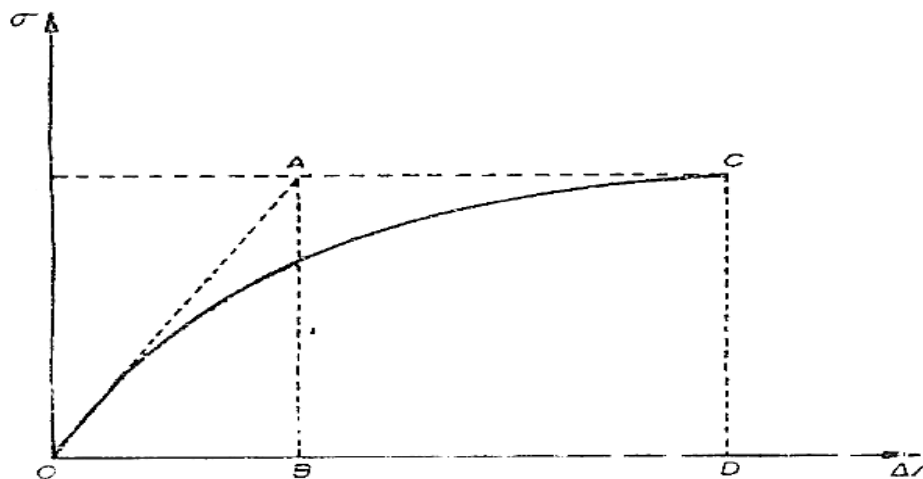


Figura VI.1.- Esquema de cálculo del coeficiente de plasticidad

En este análisis dentro del trabajo invertido durante el proceso de deformación elástica, se tiene en cuenta no solo el gastado en el proceso de deformación en el sector puramente elástico, sino también el trabajo de deformación elástica en el sector plástico. Esto se debe a que en este sector se produce un cierto fortalecimiento (o sea se produce un proceso de acumulación de energía elástica).

Para la tercera clase debido a la penetración del troquel o estampa en rocas altamente plásticas o muy porosas la destrucción por su base no ocurre. En este caso no es posible determinar, ni la dureza, ni el coeficiente de plasticidad.

En esta situación muchos toman como medida de la dureza el límite de fluidez.

En rocas duras y poco porosas la magnitud del coeficiente de plasticidad no excede de 6, en tanto que en rocas porosas se observa un alto valor de este coeficiente, lo que se debe no solo a la propia deformación plástica que ocurre, sino también a la deformación residual complementaria que se produce a causa de la densificación; o sea para este caso la magnitud de la deformación residual durante el proceso de deformación está constituido por dos elementos.

$$\varepsilon_R = \varepsilon_{RP} + \varepsilon_{RD} \quad (\text{VI.6})$$

Siendo:

ε_R : Deformación residual total durante el estampado.

ε_{RP} : Deformación residual durante la deformación plástica

ε_{RD} : Deformación residual durante el proceso de densificación.

El proceso de destrucción en estas rocas generalmente ocurre en el interior del volumen del material que se densifica, pero sin la manifestación del sector destruido en la superficie.

En ocasiones, cuando la densificación alcanza valores límites (cuando ocurre una alta penetración del estampado), se puede producir la destrucción, como ocurre en las rocas de la Clase II.

Método de los punzones

Otro método usado para la determinación de la dureza estática es con el empleo de los punzones, que se sustenta en criterios análogos a los del método anterior, pero que no necesita que las caras de la muestra estén pulidas, ni sean totalmente paralelas.

Los resultados que se obtienen con este método son diferentes a los obtenidos con el método anterior, por lo que para diferenciarlos, a este método muchos autores lo denominan como de resistencia al contacto.

Este método se recomienda emplear para aquellas rocas que durante el ensayo con el estampado presentan una destrucción frágil. La muestra debe tener un espesor de 100 a 120mm y un volumen que oscile entre 150 a 200 cm³, debiendo ser las caras de la muestra aproximadamente paralelas.

La magnitud de la resistencia al contacto (R_{cont}) se determina por la expresión:

$$R_{cont} = \frac{\sum_i^n P}{ns} \quad (VI.7)$$

Siendo:

P : Carga que actúa en el momento de la medición, kgf.

n : Número de ensayos.

s : Área de trabajo del punzón, mm².

Según la experiencia práctica se ha podido establecer que la relación entre la dureza estática (De), obtenida por el método del estampado y la resistencia al contacto (R_{cont}) obtenida por el método de los punzones es:

$$R_{cont} = (0.6 \text{ a } 0.65)De.$$

VI.2.2) Dureza dinámica

Se denomina comúnmente dureza dinámica a la resistencia que oponen las rocas a la penetración, bajo la acción de cargas dinámicas.

El método más empleado para determinar este índice durante la acción de cargas dinámicas es el de Shor, que a continuación se describe brevemente.

Sobre la superficie de la muestra que se ensaya, se lanza desde una altura determinada un percutor que posee una punta esférica de diamante. A partir del valor promedio del rebote, obtenido de la medición de una serie de lanzados en distintas partes de la muestra, se puede obtener la relación que existe entre la altura de lanzamiento y la de los rebotes que sirve de base para la obtención de la dureza dinámica.

Las muestras pueden tener cualquier forma en el plano, debiendo estar dos de sus caras pulidas y ser paralelas. El espesor de la muestra debe oscilar de 40 a 50mm.

La velocidad de caída (V) del percutor y la de su rebote (V') se relacionan con la altura de caída (h) y la altura de rebote (h').

Se puede decir que:

$$V = \sqrt{2gh}, \text{ cm/s} \quad (\text{VI.8})$$

Y

$$V' = \sqrt{2gh'}, \text{ cm/s} \quad (\text{VI.9})$$

Y a la relación obtenida, se le denomina coeficiente de rebote, cuyo valor depende de las propiedades elásticas que posea la roca.

$$\left| \frac{V'}{V} \right| = \sqrt{\frac{h'}{h}} \quad (\text{VI.10})$$

La determinación del indicador de dureza dinámica (D_D) se hace con el equipo llamado escleroscopio (esclerómetro).

Clasificación de la roca según su dureza

Según su dureza todas las rocas se pueden clasificar en tres grupos (ver tabla VI.2): blandas, de dureza media y duras. Cada uno de estos grupos habitualmente se divide en 4 categorías según el valor de D_D , o sea en total se tienen 12 categorías de roca según la dureza.

Tabla VI.2.- Clasificación de las rocas

Grupo según la dureza (kgf/mm ²)	Categoría			
	1	2	3	4
Categoría I.- Blandas	< 10	10-25	25-50	50-100
Categoría II.- Dureza media	100-150	150-200	200-300	300-400
Categoría III.- Duras	400-500	500-600	600-700	> 700

En el primer grupo preponderantemente se ubican las rocas con altas características plásticas y muy porosas, por ejemplo: arcillas, argilitas, alebrolitas, areniscas y calizas muy agrietadas.

En el segundo grupo se encuentran fundamentalmente rocas de la clase elasto-plástico (antes vistas). En ocasiones pueden estar alebrolitas, areniscas, argilitas, dolomitas y areniscas.

En el tercer grupo se encuentran las rocas más duras, en particular de las categorías III y IV, o sea rocas ígneas y metamórficas.

Como muestra la practica en el tercer grupo pueden encontrarse rocas señaladas en el segundo grupo.

Es importante señalar que el empleo de este índice geotecnológico es uno de los parámetros que más incide en la definición y caracterización de las rocas denominadas blandas.

Perforabilidad

Por perforabilidad de las rocas se entiende la resistencia relativa que ellas ofrecen a su destrucción por el instrumento de perforación.

En calidad de unidad de medición se puede emplear la longitud de barrenos perforados en un minuto de perforación pura para condiciones estándares o la cantidad de tiempo de perforación neto, que se invierte en perforar un metro de barreno en condiciones estándares.

La perforabilidad de las rocas depende de sus propiedades fisco-mecánicas, de las características del equipo de perforación (dimensiones, tipos y otros factores) y del régimen de trabajo (potencia del golpe, numero de revoluciones, presión axial y otros parámetros).

Como es lógico de lo anterior se deduce que la perforabilidad de las rocas puede variar para cada tipo de perforadora y/o instrumento de perforación utilizado.

Los índices de perforabilidad obtenidos para determinados parámetros que se consideren constantes, se pueden utilizar para normar los procesos de perforación y clasificar las rocas según su perforabilidad.

VI.4) Abrasividad

Este índice se utiliza para caracterizar la capacidad de las rocas de desgastar por fricción los instrumentos o equipos de corte. Se valora por el material desgastado al contacto con la roca. (Por ejemplo durante la acción de una rozadora en una excavación se determina el desgaste de los instrumentos de corte, el cual será mayor mientras más abrasiva sea la roca.

Las propiedades abrasivas de un material rocoso tienen una gran importancia en el desgaste de las herramientas de corte, que suelen ser de acero, carburo de tungsteno o diamanto. El desgaste no solo afectara a la cabeza de corte, sino también al varillaje que roza en su giro con las paredes del sondeo.

Además, las partículas desmenuzadas de la roca perforada o detriturs, en su recorrido por el circuito de lodos, abrasionaran a las bombas y tuberías del mismo.

Los factores que elevan la capacidad abrasiva de las rocas son los siguientes:

- La dureza de los granos de la roca. Las rocas que contienen grados de cuarzo son sumamente abrasivas.
- La escasa solidez de las uniones entre los granos de la roca ejerce una acción abrasiva importante, ya que las partículas que se desprenden presentan geometrías angulosas.
- La forma de los granos. Las partículas redondeadas son menos abrasivas que las angulosas.
- El tamaño de los granos.
- La porosidad de la roca aumenta y la rugosidad de la superficie y la concentración de tensiones en los planos de contacto entre la roca y el útil de perforación.
- El grado de heterogeneidad de las rocas. Las rocas monominerales son menos abrasivas. Las rocas de igual dureza pero poliminerales (granito) son más abrasivas, ya que en ellos los minerales de menor dureza (micas y feldespatos) al disgregarse originan una superficie áspera, pues se descubren los granos de cuarzo, y las tensiones se concentran en los pequeños planos de contacto entre estos y el útil de perforación.
- La humedad y saturación de las rocas reducen su dureza y abrasividad.

Cuanto mayor, sea la abrasividad de las rocas, tanto más acelerado será el ritmo de desgaste del útil y, por consiguiente, con más rapidez quedara fuera de servicio. La sustitución frecuente del útil cortante en un sondeo profundo eleva de manera muy importante la duración y el coste de su realización. El conocimiento de las propiedades abrasivas de las rocas permite elegir de un modo más correcto el tipo de útil de perforación y asimismo elevar la eficiencia y el rendimiento del proceso de perforación.

Existen varios métodos para determinar la abrasividad basados en distintos indicadores: el método basado en el estudio mineralógico, el ensayo cerchar, el ensayo AVS; la pérdida de peso de la corona según la longitud recorrida, el que se fundamenta en la pérdida de peso de una varilla de acero, durante su acción sobre la roca y el que relaciona

el desgaste de un anillo del material que se prueba por unidad de longitud recorrida con respecto a la magnitud de la fuerza aplicada.

Estudio mineralógico.- Consiste en el estudio con el empleo de microscopios de láminas delgadas de la roca, con lo que se puede determinar el tamaño medio de los granos y los minerales presentes. Como mineral de referencia, de cara a la abrasión, se toma la sílice libre. Según el contenido de SiO_2 las rocas se clasifican en:

Sobresaturadas.- Contienen sílice y todos los minerales presentan están saturados de SiO_2 . Las asociaciones mineralógicas son: cuarzo, feldespato próximo a ortosa, biolita, homblenda y piroxenos.

Saturadas.- No contienen sílice libre, aunque todos los minerales presentes están saturados de SiO_2 . Las asociaciones mineralógicas son: ortosa, plagioclase sódica y homblenda.

No saturadas.- Asociaciones mineralógicas: plagioclasas cálcicas, piroxenos, olivinos, feldespatoideos.

En la tabla VI.3. se establece una clasificación de las rocas según su abrasividad en función de contenido SiO_2 .

Tabla VI.3.- Clasificación de las rocas según su abrasividad.

Tipo de roca	Porcentaje de SiO_2 (%)
Arenisca silícea	98
Otras areniscas	80-95
Arcosas	70-80
Granito	70
Grauwaca, granodiorita	60-70
Pizarra, sienita	50-65
Basalto, gabro	50
Arcilla	40
Caliza, dolomia	2-10

Ensayo Cerchar

Consiste en hacer pasar una aguja de acero, terminada en forma cónica con un ángulo de 90° y sometida a la acción de un peso de 7kg, sobre la superficie de una muestra recorriendo lentamente una distancia de 10 mm. La abrasividad de la roca se determina a partir del diámetro, expresado en decimas de milímetro de la superficie circular producida por el desgaste del útil.

Así, el Índice de Cerchar, representa un diámetro de 10^{-4} mm. En la tabla VI.4 se indicaron los valores tipos para diversas clases de rocas.

Tabla VI.4.- Clasificación Cerchar para la abrasividad de las rocas.

Clasificación	Índice de Cerchar	Tipo de roca
Extremadamente abrasiva	>4,5	Gneis, pegmatita, granito
Altamente abrasiva	4,25-4,5	Anfibolita, granito
Abrasiva	4,0-4,25	Granito, gneis, esquistos, piroxenita
Moderadamente abrasiva	3,5-4,0	Arenisca
Abrasividad media	2,5-3,5	Gneis, granito, californiano, dolerita
Poco abrasiva	1,2-2,5	Arenisca Portland
Muy poco abrasiva	<1,2	Caliza

Ensayo AVS. Valor de Abrasión del Acero (Abrasión Value Steel)

Este ensayo es una medida directa del poder de abrasión de la roca sobre un útil de corte. La roca titurada a menos de 1 mm se hace pasar con un disco bajo una pieza de acero a la que se somete a un empuje de 10 kg. El valor AVS es igual a la pérdida de peso en mg que sufre el útil de corte de acero después de 20 revoluciones del disco.

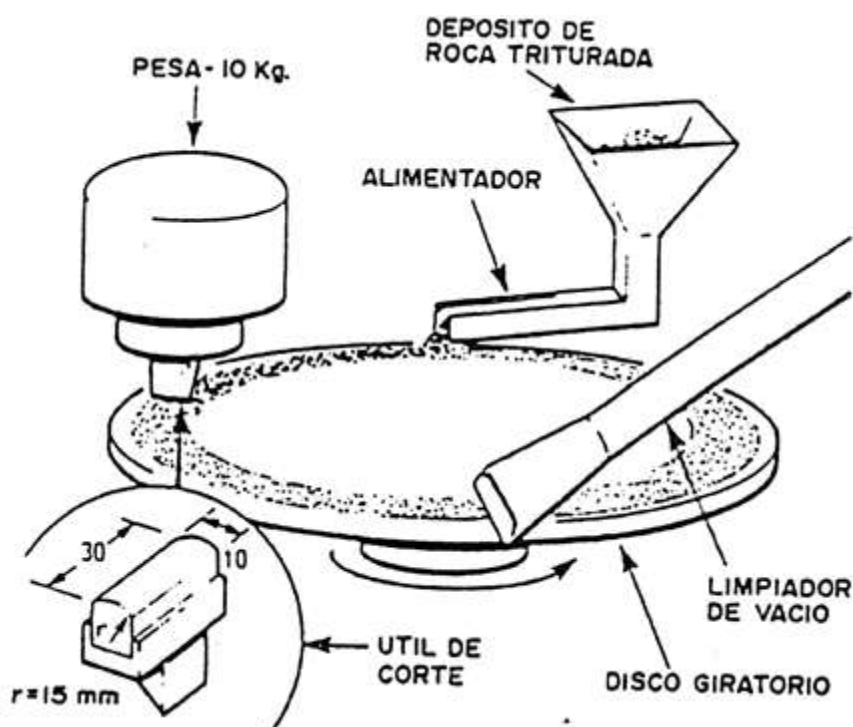


Figura VI.2.- Tipo de ensayo AVS.

El método basado en el desgaste del extremo de una varilla de acero durante su acción sobre la roca (desarrollado por I Barón en 1965) en uno de los más empleados en minería y un esquema de él se muestra en la figura VI.3.

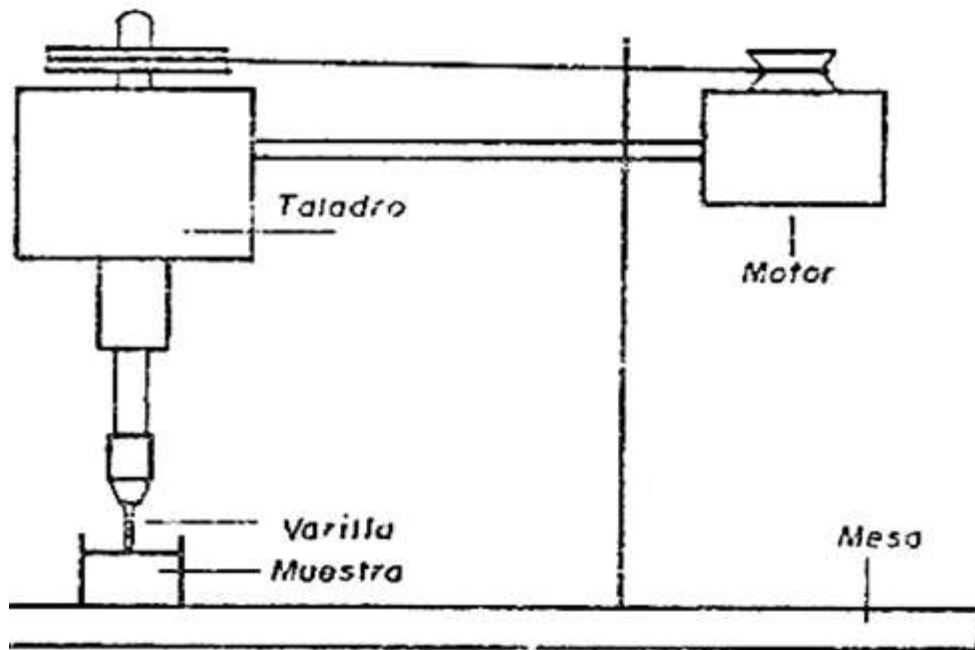


Figura VI.3.- Esquema de determinación de la abrasividad de la roca.

Como índice de abrasividad (I_a) de la roca se toma la pérdida de peso que experimenta la varilla en miligramos en la unidad de tiempo.

A partir de la magnitud de este índice de abrasividad I Barón propuso la clasificación de la roca según su abrasividad. (Ver tabla VI.5)

Tabla VI.5.- Escala de abrasividad de las rocas según I.I. Barón

Clase	Grado de abrasividad	Índice de abrasividad (mg)	Rocas características
I	Las menos abrasivas	Hasta 5	Calizas, mármoles, sulfuros blandos sin cuarzo (galena, esfalerita, pirrotina), apatita, sal
II	Poco abrasivas	5-10	Menas sulfurosas, menas baritosulfurosas, argilitas, esquitos blandos: carbonosos, arcillosos, cloríticos
III	Inferior a la media	10-18	Menas sulfurosas – cuarcíticas, rocas magmáticas de grano fino, areniscas cuarzosas de grano fino, menas de hierro, calizas cuarzosas.
IV	Media	18-30	Areniscas cuarzosas, diabasas de grano fino, basalto fundido, pirritas de grano grueso, arsenopiritas, vetas de cuarzo, menas cuarzo sulfurosas, rocas magmáticas de grano fino, calizas cuarzosas.
V	Superior a la media	30-45	Areniscas cuarzosas, plagiogranitos, sienitas nefelínicas, granitos de grano fino, dioritas de grano fino, porfi – ritas, gabro gneises, skarn.
VI	Elevada	45-65	Rocas magmáticas, granitos de grano de medio y grueso, dioritas, grandioritas, porfiritas, sienitas nefelinicas, sienitas, piroxenitas, monzonitas, anfibolitas, esquistos, cuarzos y gneises cuarzosos.

El método basado, en la relación que existe entre el desgaste de un anillo (hecho del material que se ensaya) por unidad de longitud recorrida con respecto a la magnitud de la fuerza que se aplica, encuentra alguna aplicación cuando se valoran situaciones de avance por penetración de instrumentos en el macizo.

El índice de abrasividad (I_a) se determina por

$$Ia = \frac{AVd}{F} \quad (VI.11)$$

AVd : Volumen de material (anillo) desgastado por longitud recorrida, (cm^3/m).

F : Fuerza aplicada en Kgf.

VI.5) Explosionabilidad

Caracteriza el grado de resistencia de las rocas a la acción de la explosión y cuantitativamente se puede expresar por el gasto de sustancia explosiva para la trituración de un metro cubico de roca en el macizo, o sea por su "gasto específico" (q_0).

Este índice se emplea para establecer el gasto de sustancia explosiva durante los trabajos de voladura en el avance de excavaciones, arranque de mineral y otros trabajos con el empleo de la voladura, así como también para la elaboración de normas de trabajo en esta actividad.

Es conveniente señalar que los índices cuantitativos de la explosionabilidad no solo dependen de las propiedades de las rocas, sino también del tipo de sustancia explosiva utilizada, método de detonación empleado y otros aspectos. Por lo que a la hora de hacer escalas de explosionabilidad estas condiciones deben estar bien definidas.

Por ejemplo para el laboreo de excavaciones horizontales de sección transversal de hasta 8 a 10 m^2 se pueden emplear las siguientes expresiones para el cálculo de q_0

$$q_0 = q_1 \cdot f_0 \cdot e \cdot m \cdot r_0 \quad (VI.12)$$

$$q_0 = m' \cdot \left[\frac{0.6 e \sqrt{f}}{\sqrt{x}} - 0.05 \sqrt{f \cdot S_L} \right] \quad (VI.13)$$

Siendo:

q_1 : Coeficiente de explosionabilidad durante el laboreo de excavaciones horizontales, se toma de 0.1

f_0 : Coeficiente de estructura de la roca. Su valor se da en la tabla IV.4.

r_o : Coeficiente de restricción de la roca explosionada, que tiene en consideración las dimensiones del frente de trabajo (s_L) y el número de superficies libres.

Para el caso de una superficie libre

$$r_o = 6.5 \sqrt{S_L} \quad (\text{VI.14})$$

Para dos superficies libres

$$r_o = 1.2 \text{ a } 1.5 \quad (\text{VI.15})$$

e : Coeficiente que tiene en cuenta la capacidad de trabajo de la S.E. Su magnitud se calcula por la expresión:

$$e = \frac{380}{A_{SE}} \quad (\text{VI.16})$$

A_{SE} : Capacidad de trabajo de la S.E. que se emplea, cm^3

m : Coeficiente que tiene en cuenta el diámetro de los cartuchos (patrones) de sustancia explosiva. Para cartuchos de 24,32 y 40mm, se toman $m = 1.1$, $m = 1.0$ y $m = 0.9$ respectivamente.

m' : Coeficiente influencia del número de superficies denudadas en el frente. Se toma $m' = 1$ cuando hay una superficie y $m' = 0.7$ cuando hay 2 superficies denudadas.

x : Coeficiente que depende del diámetro del cartucho, se toma

$$x = \frac{d_c}{32} \quad (\text{VI.17})$$

d_c : Diámetro del cartucho, mm .

En tanto que para el laboreo de excavaciones con mayor sección transversal ($S > 10\text{m}^2$) se puede emplear la expresión

$$f_0 = \left(0.3 f - \frac{2}{S}\right) e \cdot x \cdot K_0 \quad (\text{VI.18})$$

Siendo:

S : Área del frente.

K_0 : Coeficiente que tiene en cuenta la estructura y agrietamiento del macizo. Se toma de 1.8 a 2.0 en macizos considerados como monolíticos, de 1.3 a 1.8 en macizos algo agrietados y de 0.5 a 0.8 en macizos muy agrietados.

Considerando que la magnitud del gasto específico (q_0) durante el laboreo de excavaciones de mediana y gran sección (mayor que 10m^2) depende en lo esencial del área de sección, tipo de sustancia explosiva que se emplea y de las características y estado del macizo y que poco depende de la profundidad y diámetro de los barrenos, es posible usar para su determinación diferentes gráficos en dependencia del área de excavación y tipo de sustancia explosiva. Por ejemplo los que se dan en la figura VI.4.

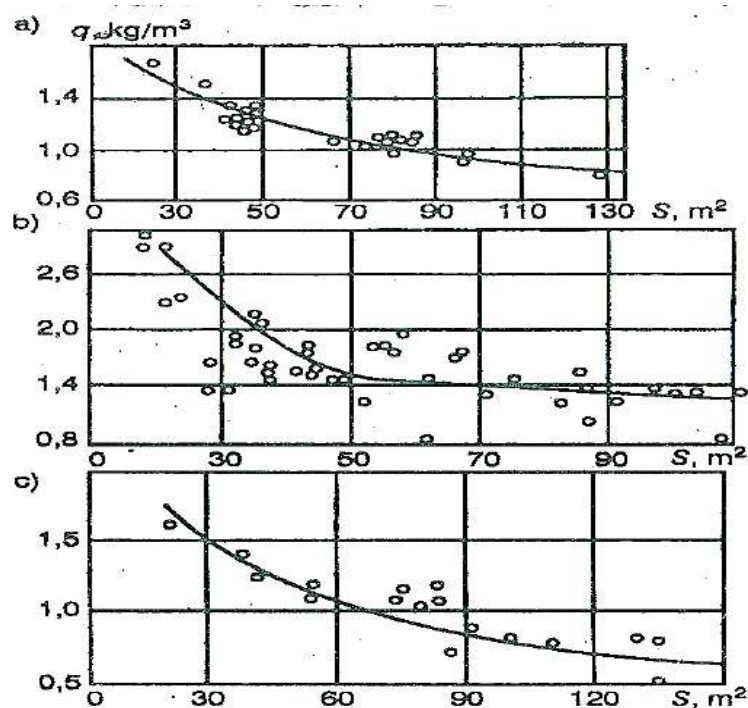


Figura VI.4. Valor de q_0 en dependencia del tipo de sustancia explosiva. y área de la sección de la excavación

a) Amonita; b) Dynamita 40- 60% ; c) Dynamita 32%

VI.6) Fragmentabilidad

Es un índice que pretende caracterizar la susceptibilidad del macizo a ser fracturado, bajo la acción de explosivos, o según Dinis de Gama

es la energía mínima de la explosión, que puede desmoronar un cierto volumen de roca para las condiciones existentes.

La Fragmentabilidad (K) se define por la expresión

$$K = W \cdot \sqrt{\frac{S_a}{S_b}} \quad (\text{VI.19})$$

Siendo:

W : Energía explosiva consumida por tonelada de roca volada-

S_a y S_b : Tamaño de bloques más representativos después y antes de la voladura respectivamente.

A partir de esta definición cuando

$W < K$; el macizo no sufrirá rotura,

Pero en el caso de $W = K$ (resulta que $S_0 = S_b$) y la energía de la explosión utilizada solo separa los bloques por sus discontinuidades.

Esta relación entre el tamaño de bloques y la energía explosiva, para el mismo tipo de macizo, hace posible estimar o predecir su fragmentación, como se muestra en la figura VI.5.

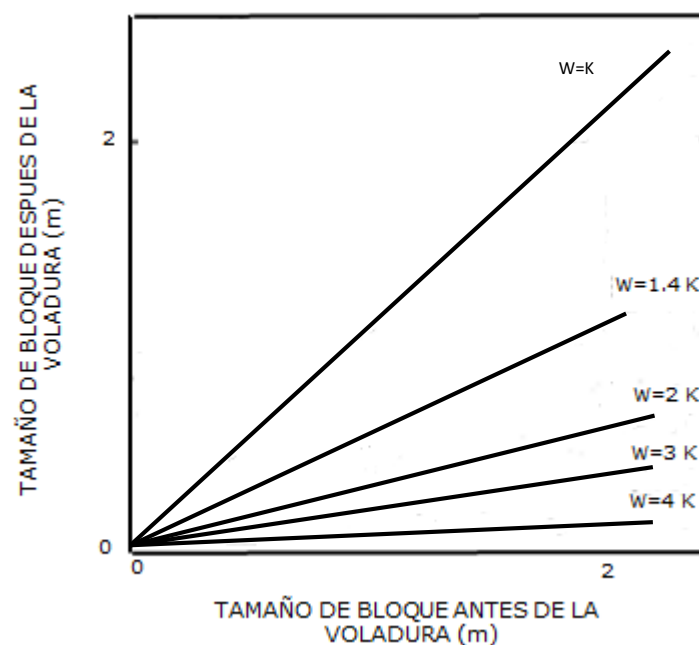


Figura VI. 5.- Relación entre tamaños de bloques, antes y después de cada voladura, según diferentes niveles de energía explosiva (w), expresada en función de la fragmentabilidad (k)

La importancia de este concepto de Fragmentabilidad, surgido inicialmente para la interpretación de los datos de campo, particularmente en lo relacionado con la predicción de la fragmentación, ha justificado su percepción desde el punto de vista teórico.

Resulta obvio que el índice de Fragmentabilidad varía con la oposición ofrecida a la voladura por 2 componentes característicos de cualquier macizo rocoso: cantidad y dimensiones de bloque y número de fracturas.

En la figura VI.6 se muestra claramente la tendencia que tiene la magnitud de este índice con respecto al número de fracturas por metro.

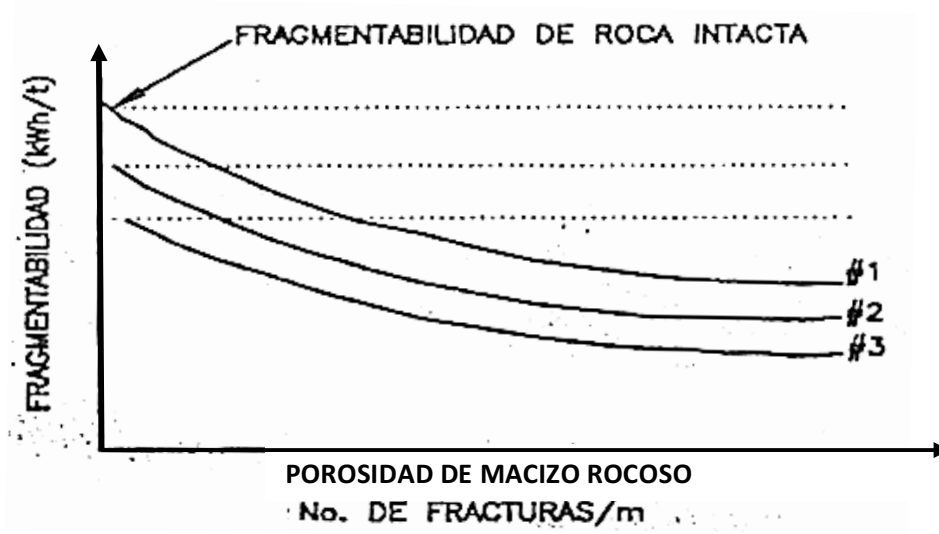


Figura VI.6.- variación de la Fragmentabilidad en dependencia del grado de fracturación del macizo.

En la figura VI.6 se muestran los resultados obtenidos en 3 tipos de roca: curva 1 basalto; curva 2 granitos, y curva 3 caliza.

A partir de los estudios experimentales realizados, se ha podido establecer una correlación entre el índice de Fragmentabilidad y otras propiedades del macizo; como por ejemplo: su resistencia (en particular la de tracción dinámica, su cohesión, intensidad y características de la fracturación del macizo entre otros.

Este índice geotecnológico debe ser evaluado por mediciones in situ, debido a que el afecto de escala excluye el empleo de métodos de laboratorio. Las pruebas in situ consisten en realizar una serie de voladuras, en las que se valora la fragmentabilidad alcanzada.

VI.7) Excavabilidad

Se puede definir como la capacidad de una masa rocosa de ser excavada.

Para caracterizar este índice geo – tecnológico en ocasiones se han empleado 3 parámetros: la resistencia a compresión lineal, el RQD y el grado de abrasividad de la roca.

Se han realizado algunos intentos de correlacionar la excavabilidad de una masa rocosa con las “denominadas” clasificaciones geomecánicas y en general se ha llegado a la conclusión de que con el empleo del valor del RMR de Bieniawski puede orientativamente obtenerse un criterio de excavabilidad, en tanto que con el empleo de la Q de Barton no es posible, debido a la relación Jw/SRF [“Abdullatif y Cruden, 1983].

La primera clasificación de excavabilidad fue propuesta por Franklin en 1971 y se basa en el espaciamiento entre fracturas y en la resistencia a compresión simple.

Esta clasificación propone 4 categorías:

- El macizo se puede excavar con pala
- El macizo se puede excavar con escarificación o ripado.
- Se requiere voladura para aflojar.
- Se requieren los trabajos de voladura

Otras clasificaciones de excavabilidad en la década de los setentas del siglo pasado, fueron las propuestas por Louis en 1974. Schimazek 1976 entre otras.

Kirsten (1982) propuso un índice de excavabilidad N, cuyo valor se da en la tabla VI.6 relacionado al método de excavación que se debe emplear y que según su autor para su cálculo se puede usar la siguiente expresión:

$$N = M_S \cdot \frac{RQD}{J_n} \cdot \frac{J_r}{J_a} \cdot J_s \quad (VI.20)$$

Siendo:

M_S : Resistencia a compresión lineal de la matriz rocosa (MPa)

R Q D: Calidad del macizo, según Deere

J_n : Número de discontinuidades

J_r : Rigurosidad de las discontinuidades

J_a : Grado de alteración de las discontinuidades.

J_s : Índice de estructura relativa de la roca respecto a la dirección de escarificación o corte. (Para roca masiva vale 1).

Como se observa Kirsten utiliza los 2 primeros términos de la expresión para determinar la Q del NGI y no emplea el tercero, que según Abdullatif y Crudden resulta de poca utilidad.

Tabla VI.6.- Relación entre n y el método de excavación

Magnitud de N	Método de excavación
1 - 10	Escarificación fácil
10 - 100	Escarificación con dificultad
100 - 1000	Escarificación muy difícil, puede ser necesario pre voladura
1000 - 10000	Pre voladura o Voladura
> 10,000	Voladura

También en la década de los años 80 del pasado siglo se propone por Romana Ruiz una nueva clasificación de excavabilidad muy simplificada que es bastante usada en minería, la que se basa en 2 parámetros: la resistencia lineal a compresión (R_c) y en el RQD (de Deere) y sirve para elegir el tipo de excavación mecanizada a emplear.

Para la resistencia a la compresión simple él recomienda utilizar la escala dada por la sociedad internación de mecánica de roca (ver tabla VI.7).

Tabla VI.7.- Escala de resistencia

Material	Magnitud de R_c , Mpa	Clasificación de su resistencia
Suelo	< 0.6	-
Suelo - Roca	0.6 - 2.0	-
Roca	2 - 6	Muy baja
Roca	6 - 20	Baja
Roca	20 - 60	Mediana
Roca	60 - 200	Alta
Roca	> 200	Muy alta

En tanto para el R Q D se utiliza la clasificación propuesta por Deere (ver tabla VI.8).

Tabla VI.8.- Clasificación del R Q D

Valores de RQD %	Calidad del Macizo
0 - 25	Muy mala
25 - 50	Mala
50 - 75	Mediana
75 - 90	Buena
90 - 110	Muy buena

A partir de esto Romana propone su clasificación (ver figura VI.7), en donde se señalan los sectores de aplicación de los diferentes métodos de excavación mecanizada (se señalan diferentes zonas desde la A a la G, que corresponde a diferentes calidades del macizo).

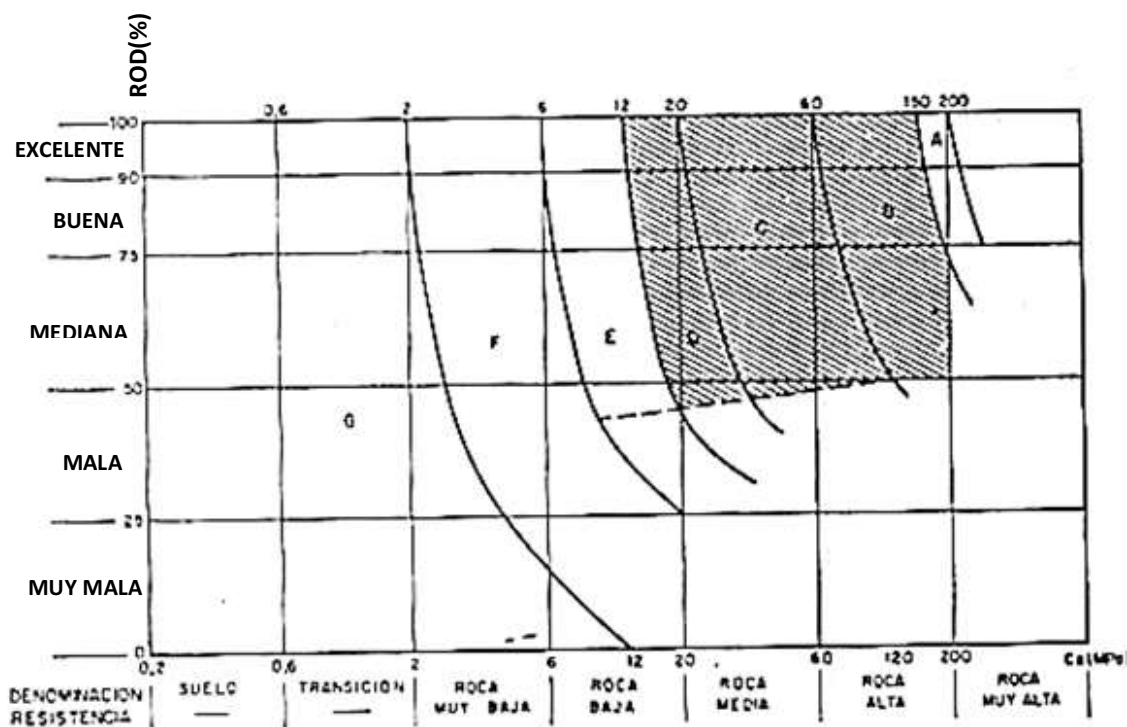


Figura VI.7.- Clasificación de romana

Y en la tabla VI.9 se propone el tipo de excavación mecanizada posible y/o adecuada a emplear según la calidad del macizo.

Tabla VI.9.- Propuesta de forma de excavación mecanizada

Zona (Según Fig.6)	Tapa tuneladora *	Rozadura combinada *	Escarificador martillo *	Pala Trailla
A	Posible	-	-	
B	Posible - adecuado	Posible?	-	
C	Posible - adecuado	Posible	-	
D	Adecuado	Adecuado -	Posible?	
E	Posible	Posible - adecuado	Posible	Posible
F	-	Posible	adecuado	Posible
G	-	Posible	Posible	adecuado

* Depende del tipo y potencia del equipo.

Se debe aclarar que esta clasificación dada por Romana Ruiz, como la misma romana reconoce, es indicativa y debe ser ajustada en la práctica.

VI.8) Coeficiente de tesura o estoicidad

Este índice se emplea en diferentes tareas de diseño o construcción, cuando se necesita conocer la disminución que puede sufrir con el transcurso del tiempo, la resistencia del macizo a causa de las afectaciones que sobre el producen la acción de la meteorización, el agua, la atmosfera subterránea y otros factores.

Este índice se evalúa con el empleo del denominado coeficiente de tesura (K_t) , que se puede obtener de la relación

$$K_t = \frac{R_C^f}{R_C^i} \quad (\text{VI.21})$$

Siendo:

R_C^f : El valor que tiene la resistencia del macizo después de un periodo de tiempo de estar denudada, MPa.

R_C^i : El valor de la resistencia inicialmente después de denudada MPa.

Este índice de tesura, para el caso de macizos subterráneos, aún no está lo suficientemente estudiado. Valores del coeficiente K_t para distintos tipos de rocas se ofrecen a continuación en la tabla VI.10.

Tabla VI.10.-Valores del coeficiente de tesura o estoicidad.

Tipos de Roca	Resistencia a compresión , Mpa	Valores de K_d
Porfiritas, basaltos, calizas fuertes, granitos y otras.	> de 80	0.95 a 1.00
Calizas de mediana fortaleza y otras rocas medianamente fuertes.	De 60 a 80	0.80 a 0.95
Argilitas y alebrolitas fuertes, calizas menos fuertes.	De 50 a 60	0.60 a 0.80
Argilitas y alebrolitas de mediana fortaleza.	De 30 a 50	0.50 a 0.60
Argilitas y alebrolitas débiles, areniscas, calizas erosionadas y otras rocas débiles.	De 20 a 30	0.30 a 0.50
Arcillas y rocas tipo arcilloso.	< que 20	0.20 a 0.30

VI.9) Índices geológico de resistencia (GSI)

Propuesto por Hoek en la década de los 90 del pasado siglo. Se emplea para caracterizar en forma rápida la calidad del macizo rocoso y sirve de base para estimar su resistencia.

El valor del GSI se puede calcular a partir RMR dado por Bieniawski en 1989, cuando este valor es mayor que 23, por la expresión:

$$GSI = RMR_{89} - 5 \quad (\text{VI.22})$$

En el análisis se considera que el macizo está totalmente seco (por lo que al quinto parámetro de la clasificación de Bieniawski, condición de agua, se le dan los 10 puntos). Y que el ajuste es muy favorable (por lo que no hay afectación y no se resta nada a la puntuación obtenida.

Cuando el macizo es de mala calidad y el valor obtenido del RMR_{89} es igual o menor que 23, en dicho caso para obtener el valor del GSI se debe emplear la expresión:

$$GSI = 9 \log Q' + 44 \quad (VI.23)$$

Siendo:

Q' : Parámetro que se obtiene de la Q de Barton, haciendo el coeficiente $J_w/SRF = 1$.

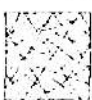
O sea

$$Q' = \frac{RQD}{J_n} \cdot \frac{J_r}{J_a} \quad (VI.24)$$

El índice GSI también puede estimarse usando el gráfico dado en la figura VI.8.

CARACTERÍSTICAS DEL MACIZO ROCOSO PARA ESTIMAR LA RESISTENCIA A TRAVÉS DEL GSI.

Basándose en la apariencia de la roca, escoja la categoría que considere que proporciona la mejor descripción de las condiciones "medias" *in situ* no perturbadas

ESTRUCTURA		SUPERFICIE	MUY BUENA (1)	BUENA (2)	REGULAR (3)	MALA (4)	MUY MALA (5)
		DISMINUCIÓN DE LA CALIDAD DE SUPERFICIE⇒					
	Masiva o intacta Especímenes de roca intacta o roca masiva <i>in situ</i> con pocas discontinuidades ampliamente espaciadas.	DISMINUCIÓN DEL ENTRELAZAMIENTO DE LAS PIEZAS DE ROCA	90				
	Fracturada en bloques Macizo rocoso no perturbado y muy bien entrelazado, consistiendo en bloques cúbicos formados por tres familias ortogonales de discontinuidades.		80	70			
	Muy fracturada en bloques Macizo rocoso entrelazado, parcialmente perturbado con bloques angulares poliaxéticos formados por cuatro o más familias de discontinuidades.			60	50		
	Fracturada en bloques perturbada/agrietada Plegada y/o fallada, con bloques angulares, formada por la intersección de algunas familias de discontinuidades. Estratificación o esquistosidad persistente.				40	30	
	Desintegrada Pobremente entrelazada, considerablemente fragmentada con una combinación de piezas redondeadas o angulares.					20	
	Cizallada/laminada Carece de blocosidad, el espaciado es próximo debido a los débiles planos de esquistosidad o de cizalla.						10

- (1) Superficies bien rugosas, frescas sin meteorización.
- (2) Rugosa, ligeramente meteorizada, superficies con manchas ferrosas.
- (3) Lisas, superficies moderadamente meteorizadas o alteradas.
- (4) Presencia de espejo de falla, superficies altamente meteorizadas con recubrimiento compacto o relleno; fragmentos angulares.
- (5) Espejo de falla, superficies altamente meteorizadas, con recubrimientos blandos de arcilla o rellenos.

Figura VI.8.- Grafico para estimar el GSI

VI.10) Grado de fracturación del macizo

Es un índice de gran importancia, ya que con su valor se puede estimar el número y dimensiones de los bloques (distancia entre los planos de discontinuidad).

Este índice se emplea durante la elección del método de laboreo y sistema de explotación. También se usa para elegir el método de estabilización y/o sostenimiento de excavaciones subterráneas y de superficie.

Su magnitud se puede obtener en forma simple a partir del análisis de dos parámetros: el coeficiente de fracturamiento (K_f) y el de caracterización de las fracturas (K_{cf}).

El coeficiente de fracturamiento (K_f), según Shuster y Kaiser (1978) es la relación entre las áreas ocupadas por las fracturas (a) y el área total (A), o sea:

$$K_f = \frac{a}{A} \cdot 100\% \quad (\text{VI.25})$$

En tanto el coeficiente de caracterización de las fracturas (K_{cf}), se puede obtener de la tabla propuesta por Bieniawski. (ver tabla VI.11)

Tabla VI.11.-Valores del coeficiente de caracterización de las fracturas.

K_{cf}	Características de las discontinuidades
1	Superficies muy rugosas, discontinuas, cerradas, paredes duras.
2	Superficies algo rugosas, abertura de las discontinuidades menores que 1 mm, paredes duras.
3	Superficies algo rugosas, abertura de las discontinuidades menor que 1mm, paredes blandas
4	Superficies lisas, con relleno de espesor menor que 5mm, abiertas de 1 a 5mm y continuas.
5	Superficies lisas, con relleno de espesor mayor que 5mm, abiertas más de 5mm y continuas.

El grado de fracturación (GF) del macizo se obtiene como la semisuma de los dos coeficientes anteriores.

$$GF = \frac{K_f + K_{cf}}{2} \quad (\text{VI.26})$$

A partir del valor de GF se puede caracterizar al macizo según la intensidad de fracturación, lo que permite valorar el grado de estabilidad de excavaciones y frentes de explotación, así como realizar la planificación de los diferentes trabajos que se hagan en el macizo, por ejemplo los trabajos de voladura.

VII



Características de resistencia y de deformación de macizos rocosos fracturados

El comportamiento de los macizos rocosos, en no pocas ocasiones, está determinado por la existencia en él de superficies de debilitamiento que afectan su continuidad y lo dividen en bloques.

Según Hoek y Bray la destrucción de la continuidad del macizo se debe a la existencia de estas superficies de debilitamiento, por las cuales pueden ocurrir los desplazamientos y hasta la destrucción del macizo.

Los principales factores que se deben considerar durante el estudio de las propiedades mecánicas de las discontinuidades son sus características de deformación y sus propiedades de resistencia.

Complementariamente se deben estudiar un grupo de factores que influyen en el comportamiento de las discontinuidades, bajo la acción de tensiones al cortante; tales como:

- Tensiones normales que actúan en la superficie de la discontinuidad.
- Presión de agua en las discontinuidades.
- Rugosidad en la zona de cortante de la discontinuidad
- Grado de alteración y resistencia de las paredes de las discontinuidades
- Tipo de relleno y grado de llenado de la discontinuidad
- Orientación del desplazamiento tangencial
- Otros

VII.1) Propiedades de deformación en las discontinuidades

Goodman R.E, Krasmanovic D y otros (periodo 1965 – 1970), fueron los primeros en prestar atención a la influencia que tienen las propiedades de deformación de las superficies de debilitamiento en la solución de muchos de los problemas.

Las características de deformación se pueden estudiar en dos formas:

- Desplazamientos que se producen normales a las superficies de debilitamiento (deformaciones normales)
- Desplazamientos que se producen en una dirección paralela a la superficie de debilitamiento (deformaciones al cortante).

Deformación normal

Se ha demostrado que cuando un bloque descansa libremente sobre una superficie muy irregular los contactos que se producen entre este bloque y la superficie son muy pequeños y las tensiones se concentran solo en varios puntos.

Con el aumento de la tensión normal la superficie de los contactos puntuales aumenta debido a la deformación elástica, fracturación y grietas a tracción que se producen, formándose sectores de contacto.

Existen dos limitaciones físicas a este tipo de deformación (normal); en primer lugar las grietas abiertas no poseen resistencia a la tracción y en segundo lugar existe un límite de compresión, o sea la posibilidad máxima de cierre de las grietas (V_g) debe ser menor que el espesor de la grieta (e) (figura VII.1).

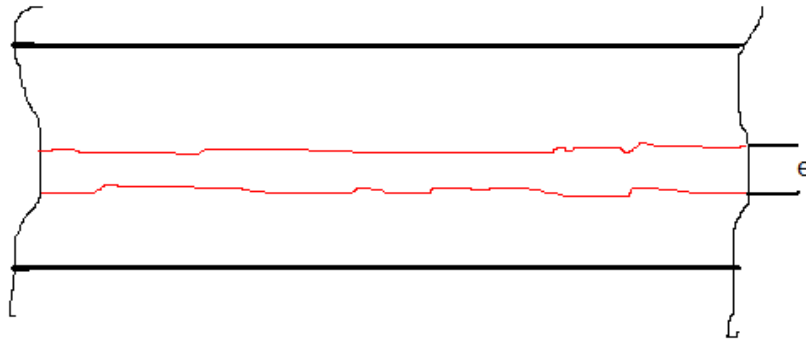


Figura VII.1.- Esquema que representa la posibilidad máxima de cierre de una grieta.

Debido a estas dos condiciones la dependencia entre las tensiones normales (σ_n) y las deformaciones normales (δ_n) se ubica en un mismo cuadrante como se muestran en la figura VII.2.

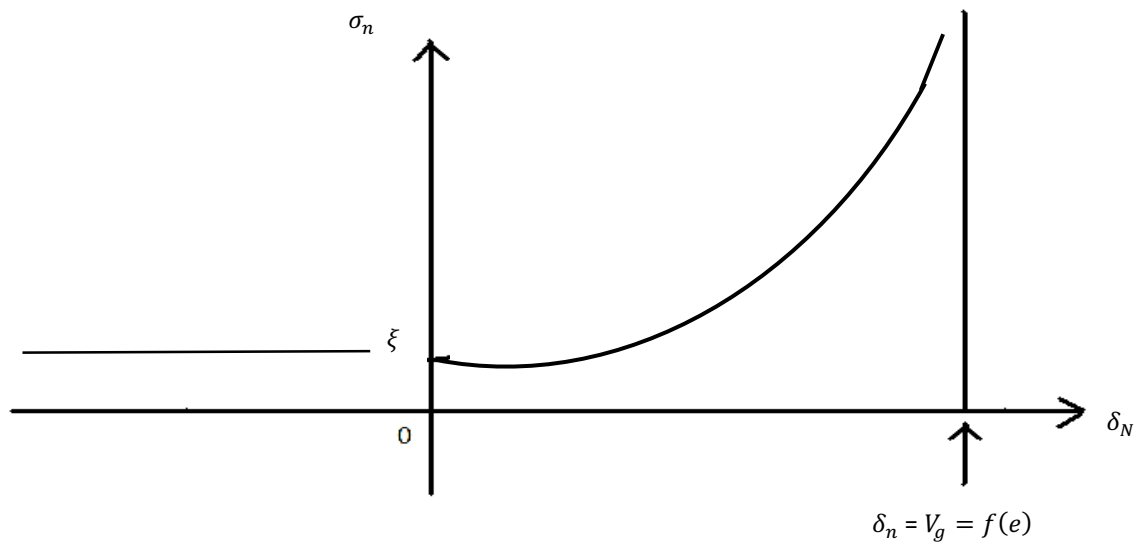


Figura VII.2. Representación esquemática del comportamiento de la grieta a compresión

La anterior condición se cumple por la expresión de una curva hiperbólica (para la condición $\delta_n < V_g$):

$$\frac{\sigma_n - \xi}{\xi} = A \left(\frac{\sigma_n}{V_g - \delta_n} \right)^t \quad (\text{VII.1})$$

Siendo:

ξ : Presión inicial, determinada para las condiciones iniciales del proceso de deformación.

δ_n : Deformación normal.

V_g : Máximo cerrado posible de la grieta.

A y t : Coeficientes empíricos adimensionales. Se pueden establecer a partir de trabajos experimentales. En la práctica en muchos casos se toma $A=3$ y $t=6$.

A partir de los trabajos de Goodman, Bock y otros se ha podido establecer que el estudio anterior puede ser satisfactoriamente descrito por líneas rectas construidas en gráficos con una escala semilogarítmica ($\log \sigma_n - \delta_n$) y los resultados se pueden escribir mediante la expresión:

$$\log \frac{\sigma_n}{\xi} = C_D \frac{\delta_n}{e} \quad (\text{VII.2})$$

Que es una expresión similar a la obtenida por Terzaghi, para describir la dependencia tensión – deformación en condiciones de estado volumétrico. Por similitud al coeficiente C_D se le puede llamar coeficiente de compresión de la grieta.

Es obvio la existencia de dificultades reales que atentan contra la determinación de la deformación normal mediante el estudio experimental. Es por ello que se considera más factible, para este fin el empleo de métodos teóricos.

Deformación al cortante

Cuando el bloque, que descansa libremente sobre una superficie cualquiera, se desplaza por la acción de una fuerza normal sobre esta superficie, este proceso se caracteriza por la tensión tangencial (τ_c) y la deformación al cortante (δ_c) según se representa en la figura VII.3.

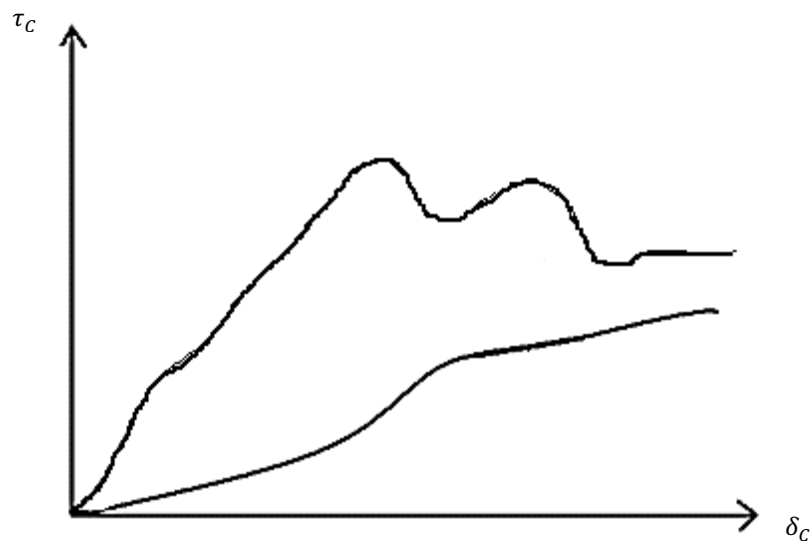


Figura VII.3. Dependencia entre τ_c y δ_c

Es habitual dividir estas curvas en tres sectores: elástico (hasta el límite de resistencia), de pico y plástico (más allá del límite). Las anteriores curvas pueden ser esquematizadas en tres sectores lineales (figura VII.4).

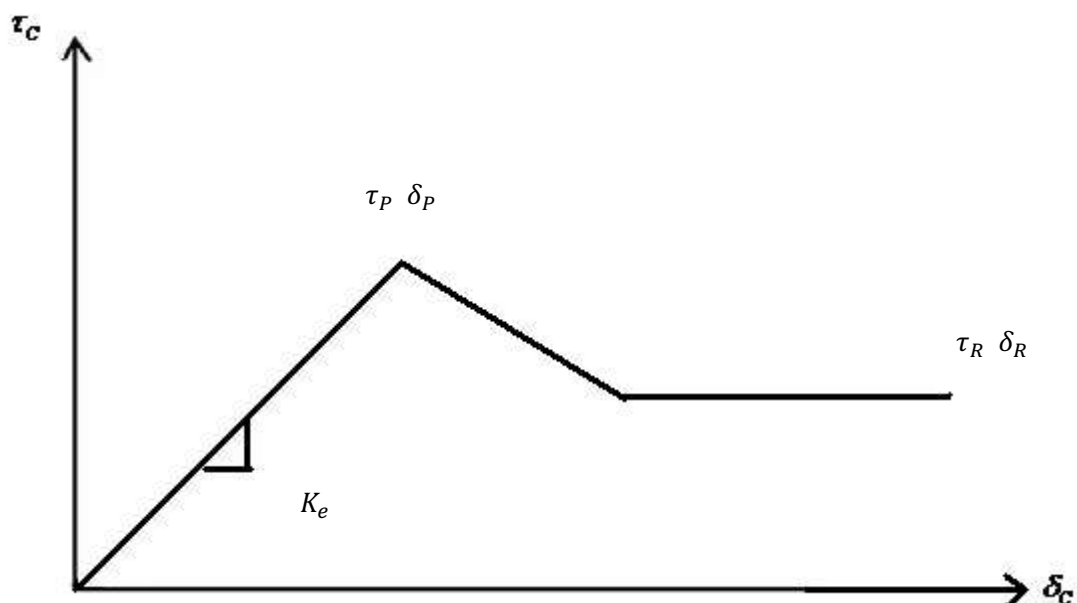


Figura VII.4.- Esquema lineal de las dependencias de τ_c y δ_c

Cuando la curva $\tau_c - \delta_c$ se aproxima o hace lineal, la inclinación de esta línea se caracteriza por el parámetro K_c , denominado rigidez específica al cortante de la grieta.

Se reconoce que valorar o estimar este parámetro K_c para diferentes tipos de superficies de debilitamiento se hace muy difícil, por lo que habitualmente su magnitud se toma a priori, a partir de las experiencias de los investigadores o la similitud con otras situaciones ya analizadas.

VII.2) Resistencia al corte en las discontinuidades

Conjuntamente con la orientación de las diferentes discontinuidades en el macizo rocoso, la resistencia al corte de los planos de discontinuidad, constituyen los factores más importantes en el estudio de macizos rocosos fracturados.

Cuando se habla de resistencia al corte es conveniente distinguir entre la resistencia de la roca intacta y la resistencia del macizo rocoso, el cual como se conoce está afectado por una serie de superficies de debilitamiento.

Inicialmente se hacen algunas referencias de carácter general, para luego adentrarse en el estudio de estas, tan importantes características de los macizos rocosos fracturados.

VII.2.1) Consideraciones generales

Se debe significar que la resistencia a la tracción en dirección perpendicular a las paredes de las discontinuidades es muy pequeña o nula.

La relación que existe entre el desplazamiento δ y la tensión de corte τ , se representa para su caso más general en el siguiente gráfico:

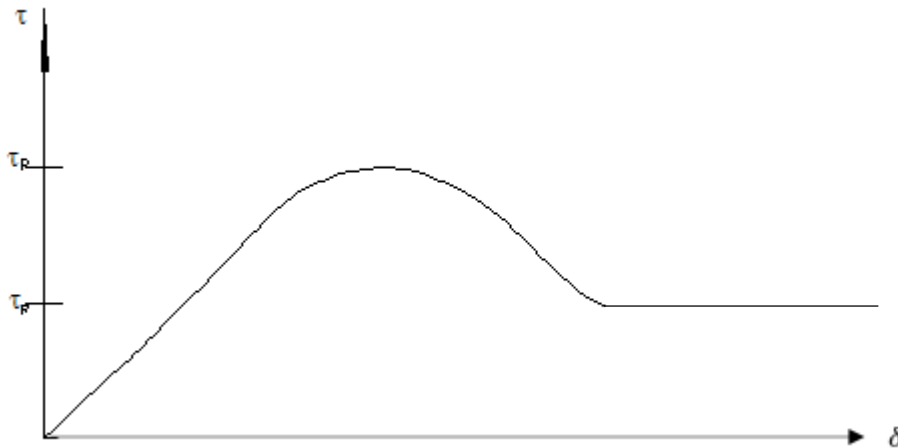


Figura VII.5. Relación entre el desplazamiento y la tensión al cortante

Cuando los desplazamientos son pequeños, la curva $\tau - \delta$ se comporta como la de un medio cuasi-elástico, según se van superando las fuerzas que resisten los desplazamientos, la curva va perdiendo su carácter lineal alcanzando su máximo en la tensión de corte (τ_p), después de lo cual desciende en forma rápida, hasta alcanzar un valor τ constante que es la denominada *Resistencia Residual al corte* (τ_r).

Si se representa en un gráfico los valores de la resistencia de pico al corte, obtenida en diversas muestras del mismo bloque, con respecto a diferentes valores de tensiones normales aplicadas, se obtiene una serie de puntos que deben estar más o menos alineados.

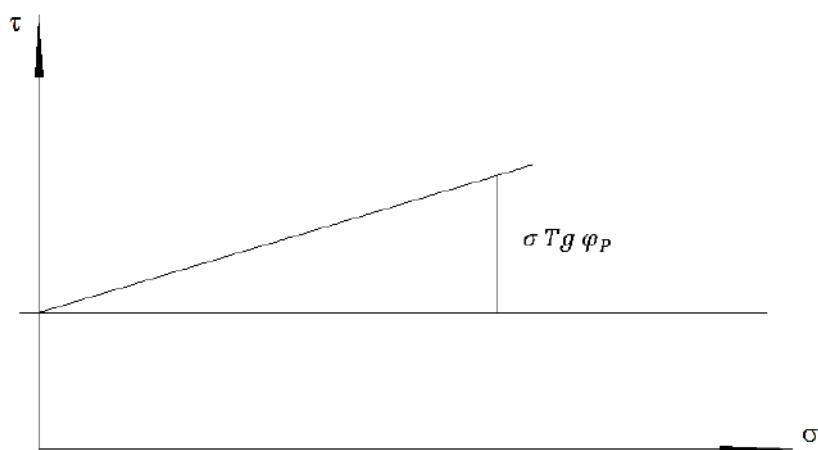


Figura VII.6.-Gráfico con los valores de la resistencia de pico al corte

La componente τ a causa de la fricción depende de σ , aumentando al crecer ella.

Si se ajusta la ecuación a una recta se obtiene que:

$$\tau = c_p + \sigma_n \operatorname{Tg} \varphi_P \quad (\text{VII.3})$$

Siendo:

c_p : La resistencia del material al esfuerzo cortante, lo que mantiene unida la discontinuidad, o sea es la cohesión existente en la discontinuidad.

En tanto si se representa la resistencia residual al corte en función de la tensión normal se obtiene una relación normal definida.

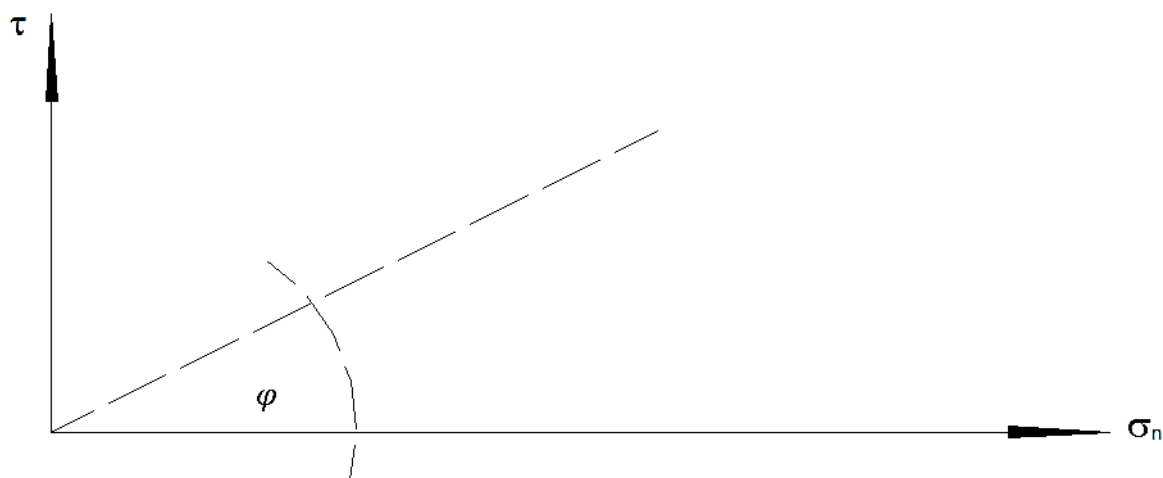


Figura VII.7.-Dependencia entre la tensión normal y la resistencia residual al corte

Siendo en este caso:

$$\tau = \sigma_n \operatorname{Tg} \varphi_r \quad (\text{VII.4})$$

Lo que indica que se ha perdido totalmente la cohesión en la discontinuidad.

El ángulo de fricción φ representa el factor de incremento de la tensión de corte τ debido al frotamiento que se produce entre los labios de la discontinuidad al aumentar σ_n .

VII.2.2) Análisis de las discontinuidades rugosas sin relleno

VII.2.2.1) Discontinuidades planas

Se supone que se dispone de una muestra de roca conteniendo un plano de estratificación cementado (se necesitaría de una fuerza de tracción aplicada a ambas partes para separarles). El plano de estratificación es absolutamente plano, sin ondulaciones ni rugosidades. En una prueba de cizallamiento directo, esta muestra de roca es sometida a una tensión normal σ_n y a una tensión cizallante τ ; requerida para causar un desplazamiento δ (figura VII.8 a).

En una primera etapa, el espécimen de prueba se comportará elásticamente; a medida que los desplazamientos continúan, la curva va perdiendo su linealidad. Y la resistencia al cizallamiento se incrementará rápidamente hasta alcanzar la resistencia de pico (figura VII.8b), que corresponde a la suma de la resistencia del material cementante que une las dos mitades del plano de estratificación y la resistencia friccional. Finalmente, la resistencia al cizallamiento caerá hasta un valor residual y entonces su valor permanecerá constante. Si se grafican los resultados provenientes de la prueba experimental para diferentes tensiones normales, se obtendrán dos rectas, como las presentadas en la figura VII.8c.

La recta de resistencia de pico tiene una inclinación φ y una resistencia cohesiva C . La recta de resistencia residual tiene una inclinación φ_r .

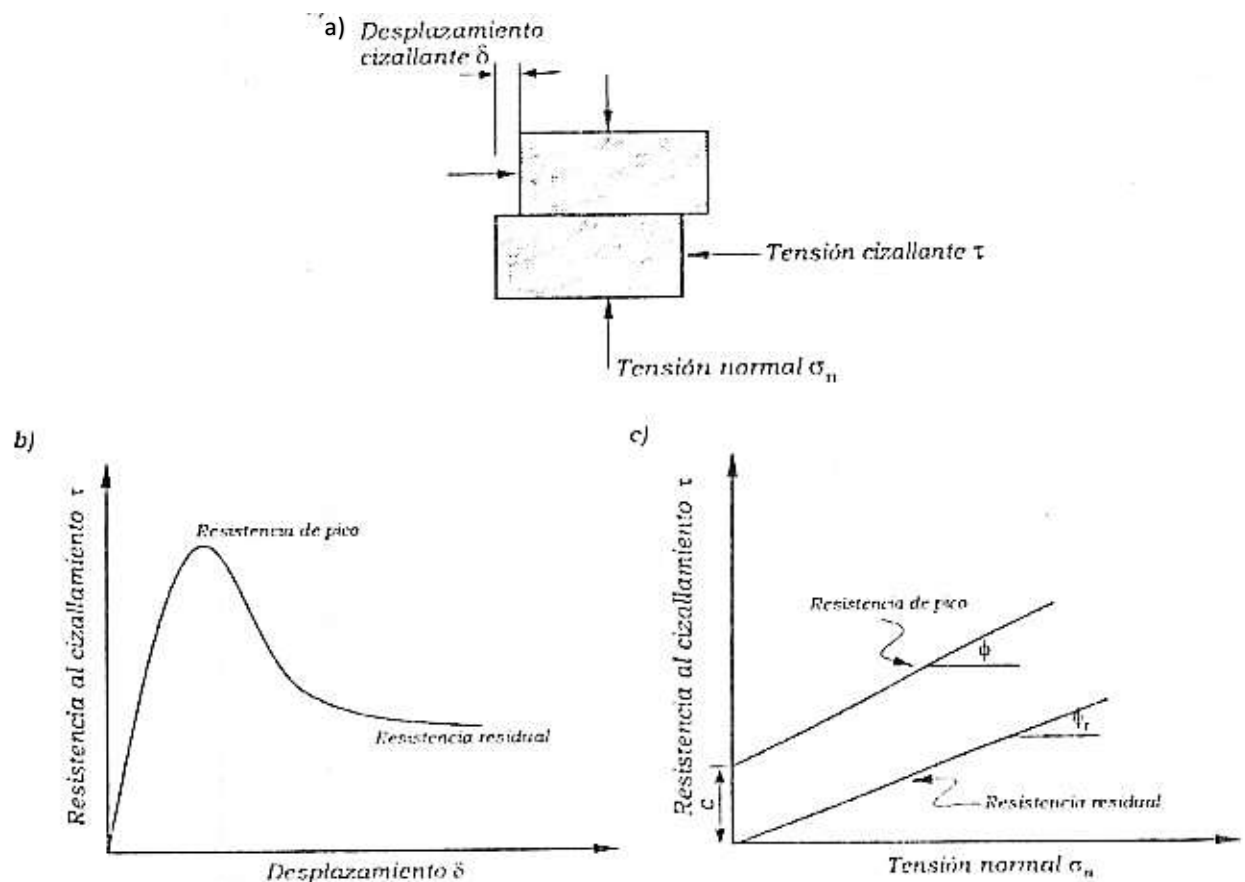


Figura VII.8.- Resistencia al cizallamiento en discontinuidades

La relación entre la resistencia de cizallamiento de pico τ_p y la tensión normal σ_n puede ser representada por la ecuación de Mohr – Coulomb:

$$\tau_p = C_c + \sigma_n \tan \phi_p \quad (\text{VII.5})$$

C_c : Cohesión de la superficie cementada

ϕ_p : Ángulo de fricción pico

Y la resistencia residual al cizallamiento se obtiene la siguiente relación:

$$\tau_r = \sigma_n \tan \phi_r \quad (\text{VII.6})$$

Siendo:

ϕ_r : Ángulo de fricción residual

En el caso de la resistencia residual τ_r , la cohesión cae a cero y el ángulo de fricción residual es menor que el ángulo de fricción pico.

En el epígrafe anterior se revisó la resistencia al cizallamiento en una superficie de discontinuidad que se suponía plana. En este apartado se va a considerar el caso de una discontinuidad que forma un ángulo i con la horizontal.

Se tiene que las tensiones σ y τ que actuaban sobre la superficie de la discontinuidad, cuando esta era horizontal se transforman en σ_i y τ_i , tensiones normales y paralela a la superficie inclinada de la discontinuidad. Finalmente la relación entre σ y τ con σ_i y τ_i :

$$\tau_i = \tau \cos^2 i - \sigma_n \sin i * \cos i \quad (\text{VII.7})$$

$$\sigma_i = \sigma_n \cos^2 i - \tau_n \sin i * \cos i \quad (\text{VII.8})$$

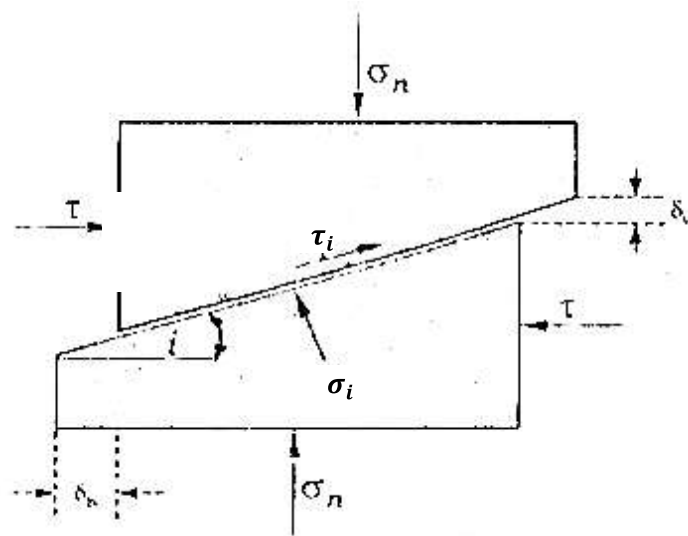


Figura VII.9.-Resistencia al corte en discontinuidades inclinadas

Si se supone que en la superficie de una discontinuidad la cohesión es nula y su resistencia al corte está dada por:

$$\tau_i = \sigma_i \tan \varphi \quad (\text{VII.9})$$

Sustituyendo las ecuaciones correspondientes en esta última se tiene:

$$\tau_r = \sigma_i \tan(\varphi + i) \quad (\text{VII.10})$$

Como se observa, el efecto que produce las asperezas con un ángulo "i" uniforme es un incremento del ángulo de fricción φ en una cantidad i . El efecto de cuña producido por el plano inclinado está asociado con la dilatancia que es la diferencia entre los desplazamientos normales de los bloques superiores e inferior como resultado del desplazamiento cizallante; En otras palabras constituye un aumento de volumen.

Una discontinuidad natural de roca no es tan lisa y uniforme como una sierra. Según esta propiedad, generalmente una superficie rugosa incrementa la resistencia al cizallamiento de la superficie de contacto, siendo por tanto un parámetro de muchísima importancia en términos de la excavación de roca. Patton por medio de ensayos de cizallamiento a los que denominó "dientes de sierra", demostró esta influencia. A niveles bajos de tensión normal; los desplazamientos cizallantes en estos especímenes ocurren como resultado del movimiento ascendente de superficies inclinadas. La resistencia al cizallamiento propuesta por Patton para especímenes "dientes de sierra" puede ser representada por:

$$\tau = \sigma_n \tan(\varphi_b + i) \quad (\text{VII.11})$$

Siendo:

φ_b : Ángulo de fricción básico de la superficie

i : Ángulo de la rugosidad con la horizontal

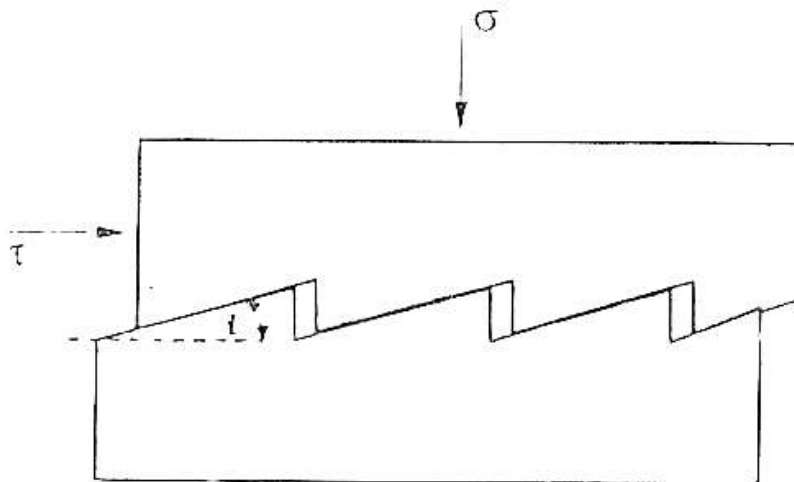


Figura VII.10.- Especímen "diente de sierra" usado por Patton (1966)

El ángulo de fricción básico φ_b depende del tipo de roca y es un parámetro fundamental de la resistencia al cizallamiento de las superficies de las discontinuidades; es aproximadamente similar al ángulo de fricción residual (φ_r) pero es generalmente obtenido a partir de ensayos de laboratorio en superficies secas no meteorizadas de discontinuidades cortadas con sierra, según se puede ver en la tabla posterior.

Conocido el valor de (φ_b) Barton y Choubey (1974) propusieron la siguiente relación para el cálculo del ángulo de fricción residual (φ_r):

$$\varphi_r = (\varphi_b - 20^\circ) + 20 (r/R) \quad (\text{VII.12})$$

Siendo:

R : Rebote del martillo de Schmidt en superficies secas sin meteorizar

r : Rebote del martillo de Schmidt en superficies húmedas meteorizadas.

VII.2.2.2) Resistencia en las discontinuidades rugosas sin relleno

Existen numerosos criterios para la valoración de las discontinuidades sin relleno, de ellos los más conocidos son los de Patton, Jaeger, Ladanyi -Archambault y el de Barton y Choubey.

Criterio de Ladanyi y Archambault (1972)

Ellos en su expresión tienen en cuenta el aporte de la fricción, el efecto de dilatación y el acunamiento sobre la resistencia pico al cortante $-\tau_p -$.

$$\tau_p = \frac{[\sigma (1-a_j) (S_v + tg \varphi) + a_j S_r]}{[1 - (1-a_j) S_v tg \varphi]} \quad (\text{VII.13})$$

Siendo:

a_j : Fracción de la superficie de la discontinuidad que es solicitada por el cortante a través de las rugosidades.

δ'_v : Valor de la dilatación en el punto donde se alcanza la resistencia de pico al corte.

Estos coeficientes se pueden determinar por las expresiones:

$$a_j = 1 - \left[1 - \left(\frac{\sigma}{\sigma_{trans}} \right) \right]^{K_1} \quad (\text{VII.14})$$

$$\delta'_v = 1 - \left[1 - \left(\frac{\sigma}{\sigma_{trans}} \right) \right]^{K_2} tgi \quad (\text{VII.15})$$

Los valores sugeridos para K_1 y K_2 son 1,5 y 4,0 respectivamente

a_j : Puede variar desde 0 para $\sigma = 0$ hasta 1.0 para $\sigma = \sigma_{trans}$

δ'_v : Puede Variar desde Tgi cuando $\sigma = 0$ hasta 0 cuando $\sigma = \sigma_{trans}$

La tensión (σ_{trans}) de transición es el valor de la tensión normal para el caso en que las discontinuidades dejan de ser más débiles que las rocas.

En ausencia de datos suficientes se puede hacer la siguiente aproximación $\sigma_{trans} = J.C.S.$

S_r : Es la resistencia al corte de la roca considerado como un material intacto.

φ : Es el ángulo friccional del deslizamiento, a lo largo de todos los contactos de la discontinuidad.

Se propone que la resistencia al corte S_r (de la roca supuestamente intacta, se determine utilizando el criterio dado por Fairhurst, mediante la expresión:

$$S_r = R_c \frac{m-1}{n} \sqrt{\left(1 + n \frac{\sigma}{R_c}\right)} \quad (VII.16)$$

Siendo:

R_c : Resistencia lineal a compresión de las rugosidades.

n : Es el cociente entre la resistencia a compresión (σ_c) y la de tracción (σ_T).

m : Coeficiente, se obtiene: $\sqrt{1+n}$

Cuando las tensiones normales son bajas

$$a_j \rightarrow 0 \text{ y } \delta'_v = Tg \ i \quad (VII.17)$$

Y la ecuación de Ladanyi – Archambault se reduce a

$$\tau_p = \sigma Tg (\varphi + i) \quad (VII.18)$$

Cuando σ es muy elevada y todos los dientes de las discontinuidades se han cortado, resulta.

$$a_j = 1 \text{ y } \delta'_v = 0 \quad (VII.19)$$

Entonces:

$$\tau_p = Ca + \sigma Tg \varphi_{roca} \quad (VII.20)$$

Siendo:

Ca : Cohesión ocasionada por la aspereza

φ_{roca} : Ángulo de fricción residual de la roca

Los parámetros que intervienen en las expresiones anteriores se pueden obtener:

$$S_r = JCS [(1 + n)^{1/2} - 1/n] [1 (n\sigma/JCS)]^{1/2} \quad (\text{VII.21})$$

Siendo:

JCS : Resistencia lineal a compresión

n : Relación entre la resistencia a compresión y a tracción de la roca en las asperezas.

Criterio de Barton y Choubey

Basados en ensayos realizados en discontinuidades rugosas, Barton y Choubey obtienen la siguiente ecuación:

$$\tau_p = \sigma_n \text{Tg} (JRC \log_{10} JCS/\sigma_n + \sigma_n + \varphi_r) \quad (\text{VII.22})$$

Siendo:

τ_p : Resistencia de pico al corte

σ_n : Tensión efectiva normal

JRC : Coeficiente de rugosidad de la discontinuidad

JCS : Resistencia lineal a la compresión de los labios de la discontinuidad

φ_r : Ángulo de fricción residual

A continuación se hace un análisis de cada uno de estos factores contenidos en la expresión VII.22.

- 1) σ_n Tensión efectiva normal, si la discontinuidad tiene un fluido a presión entonces:

$$\sigma_n = \sigma_{total} - P_f \quad (\text{VII.23})$$

Siendo:

σ_{total} : Tensión normal total

P_f : Presión del fluido

- 2) Ángulo de fricción básico (φ_B) y residual (φ_r)

El ángulo básico de fricción (φ_B) depende únicamente del tipo de roca y se obtiene mediante ensayos residuales de corte en discontinuidades

planas sin meteorizar. Cuando las discontinuidades están meteorizadas φ_B se transforma en φ_M .

Los valores obtenidos de φ_B no son válidos cuando los labios de las discontinuidades están meteorizados, a no ser que la σ_n sea lo suficientemente grande y provoque que entren en contacto directo superficies sanas. En la tabla VII.1 se dan valores de φ_B , dados por el Instituto Geólogo Minero de España (IGME).

Tabla VII.1.- Ángulo de fricción básico

Tipo de roca	Casos de análisis	Estado de humedad	Angulo básico de Fricción φ_b (°)
Sedimentarias	Arenisca	Seco	26 - 35
	Arenisca	Húmedo	25 - 33
	Pizarra	Húmedo	27
	Limolita	Húmedo	31
	Limolita	Seco	31 - 33
	Limolita	Húmedo	27 - 31
	Conglomerado	Seco	35
	Caliza	Seco	31 - 37
	Caliza	Húmedo	27 - 35
Ígneas	Basalto	Seco	35 - 38
	Basalto	Húmedo	31 - 36
	Granito de grano fino	Seco	31 - 35
	Granito de grano fino	Húmedo	29 - 31
	Granito de grano Grueso	Seco	31 - 35
	Granito de grano Grueso	Húmedo	31 - 33
	Pórfido	Seco	31
	Pórfido	Húmedo	31
	Dolerita	Seco	36
	Dolerita	Húmedo	32
Metamórficas	Anfibolita	Seco	32
	Gneiss	Seco	26 - 29
	Gneiss	Húmedo	23 - 26
	Esquisto	Seco	25 - 30
	Esquisto	Húmedo	21

3) JCS es la resistencia a la compresión de la roca en los labios de una discontinuidad

Es un componente muy importante de su resistencia al corte y de su deformabilidad, especialmente en los casos en que los labios de la discontinuidad estén directamente en contacto (roca a roca) como puede ocurrir en las juntas sin rellenar.

La meteorización de los macizos rocosos comúnmente se produce en sectores cercanos a la superficie. Estos efectos de la meteorización y

la consiguiente alteración que sufre el macizo afecta más a los labios de la junta que al interior de los bloques. De ahí resulta que se puede considerar que la resistencia de los labios de una discontinuidad es una fracción de la resistencia de probetas obtenidas de roca sacada del mismo bloque.

De todo esto se infiere que es imprescindible una descripción previa del estado de meteorización o alteración del material rocoso a la hora de tener que hacer una descripción de la resistencia de los labios de una discontinuidad.

Como se conoce la resistencia lineal a compresión depende también del tamaño de las probetas. Esto se manifiesta en forma sensible hasta que se alcanza un tamaño de probeta de 100 cm. de longitud a partir de aquí las variaciones influyen menos en los resultados.

Se recomienda usar en los cálculos un factor de reducción de 2 a 3 para rocas densas y hasta de 10 para rocas porosas.

Normalmente en la práctica se emplean factores de reducción de 2,5, 5,00 y 10,00. Cuando se reduce el valor de JCS, la magnitud del ángulo de fricción pico disminuye en valores aproximados de 4, 7 y, 10 respectivamente. (Si se supone una rugosidad (JCR) de aproximadamente 10).

Para el caso de valores menores de rugosidad (JCR) los factores de reducción del JCS no ejercen gran influencia sobre los valores del ϕ_p .

4) JRC tiene especial importancia cuando se está en fase preliminar de los estudios ya que, conviene efectuar una valoración rápida de algunas discontinuidades y así poder definir cuál o cuáles de ellas necesitan una investigación más detallada.

El contacto entre los labios de una discontinuidad cuando la resistencia al corte está cerca del valor pico, tiene lugar entre las asperezas más importantes y menos abruptas, produciéndose en tal caso el contacto para valores de JCS influencia cuando existe una pequeña rugosidad.

En la figura VII.11 se muestra un criterio alternativo para la determinación de JRC a partir de mediciones de amplitud de la rugosidad considerando el borde horizontal.

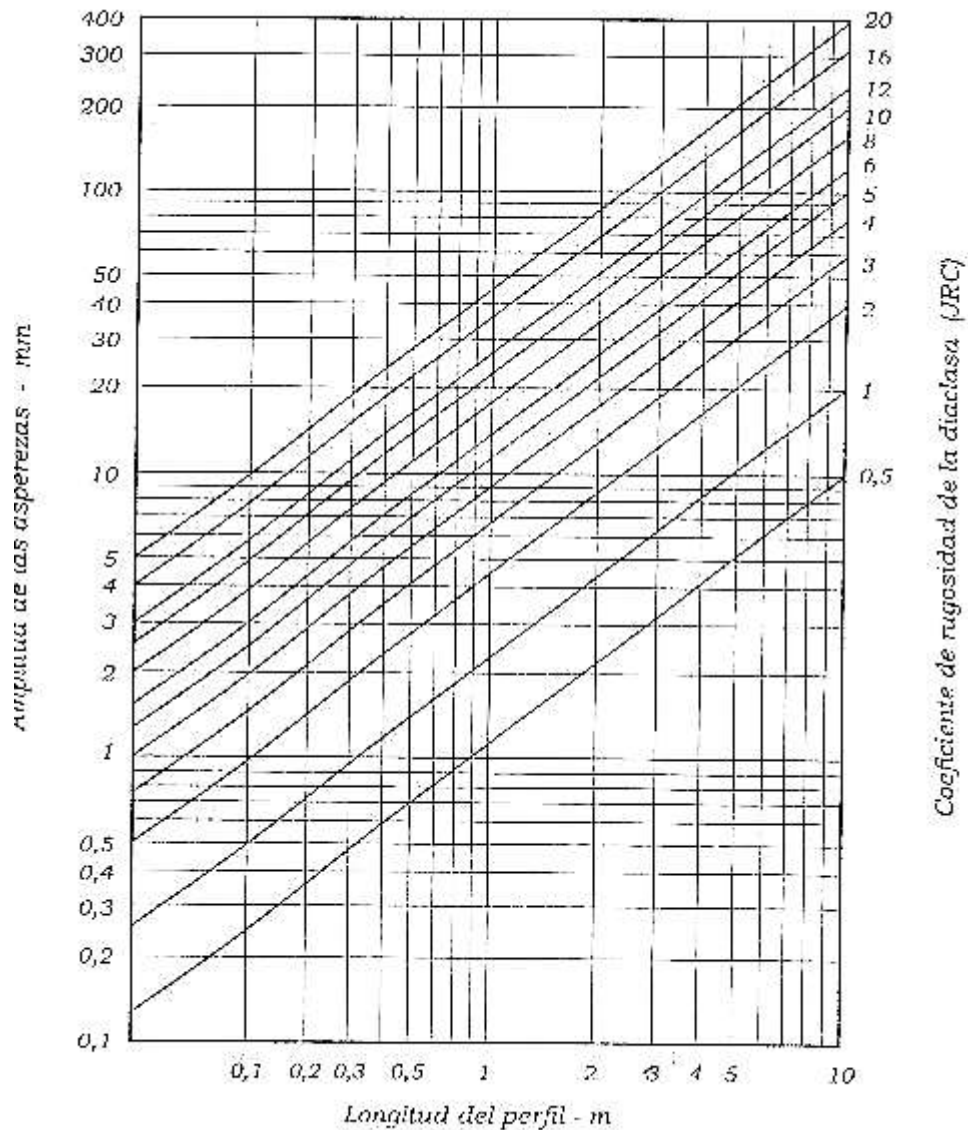
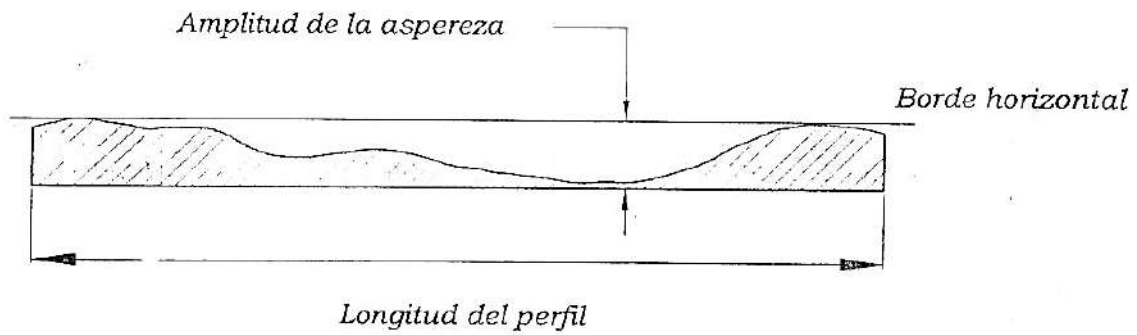


Figura VII.11.-Método alternativo para la determinación de JRC a partir de mediciones de amplitud de la rugosidad considerando el borde horizontal (Barton, 1982)

El valor de JRC puede ser determinando aproximadamente utilizando el martillo de Schmidt (ver figura VII.12).

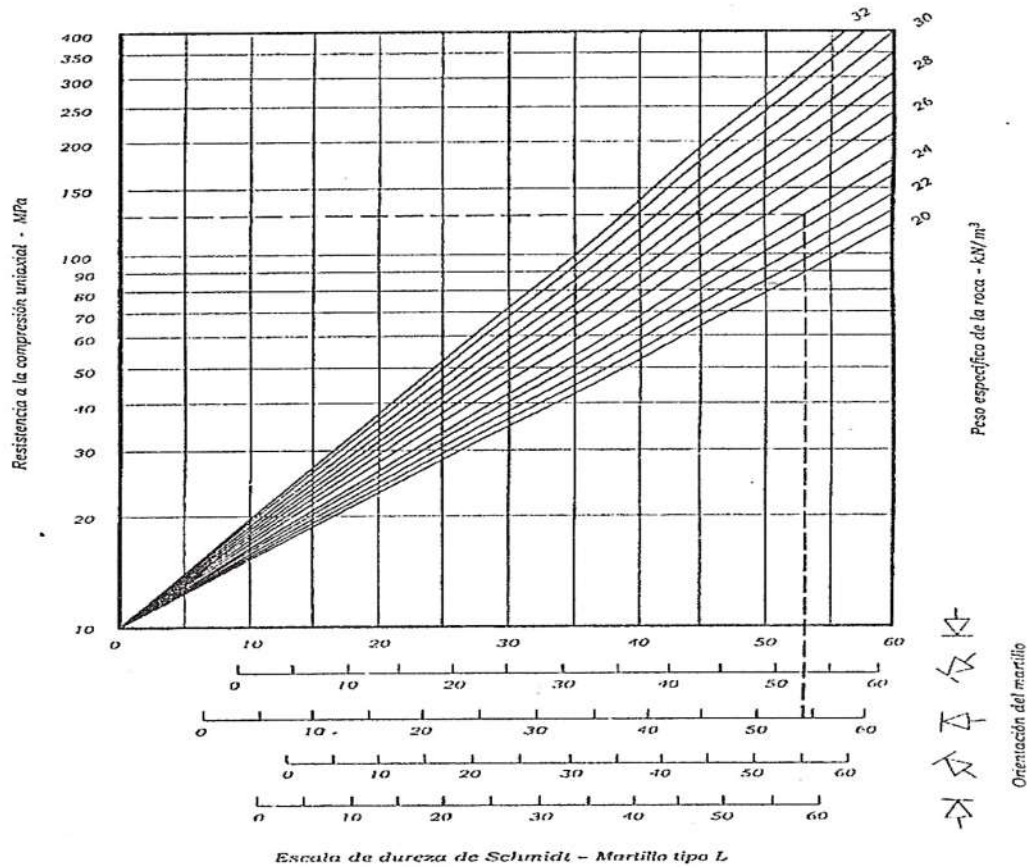


Figura VII.12.-Estimación de JRC a partir de la escala de dureza de Schmidt (Hoek, 2000)

La siguiente figura (figura VII.13) muestra el criterio bilineal de rotura para discontinuidades, representando la fusión de la ley de Patton y la condición para el cizallamiento de las rugosidades.

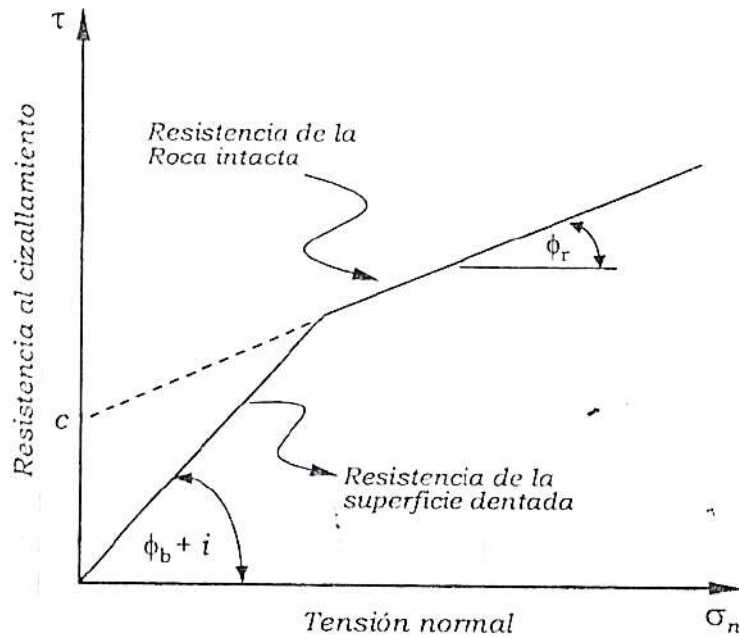


Figura VII.13.- Criterio bilineal de resistencia al cizallamiento (Patton, 1966)

Cuando las tensiones normales son relativamente grandes será mas fácil cizallar la discontinuidad a través de la superficie dentada, antes de provocar la dilatancia del espécimen. Al movilizar la resistencia de la roca se generará tanto una resistencia cohesiva así como un ángulo de fricción ϕ_b relacionado al deslizamiento de superficies de roca y que es similar al ángulo de fricción residual de especímenes de roca intacta. Dada esta condición se asume que el criterio de Coulomb es válido:

$$\tau_f = C_s + \sigma_n \tan \phi_B \quad (\text{VII.24})$$

A partir de lo hasta aquí analizado se pueden enunciar algunas consideraciones:

- Se puede estimar los valores de ϕ_p con el empleo de la expresión:

$$\phi_p = JRC \log_{10} JCS/\sigma_n + \phi_r \quad (\text{VII.25})$$
- La ϕ_r no se moviliza hasta que no se hayan producido desplazamientos relativamente grandes.
- Cuando la discontinuidad sea completamente plana, o se trate de discontinuidades que se han desplazado en sentido cortante de tal forma que ya no se puede producir más separación, la ϕ_r es la única componente de la resistencia al corte y representa su valor mínimo absoluto para esa discontinuidad.

VII.2.3) Análisis de discontinuidades rugosas con relleno

En general, el relleno de las discontinuidades está compuesto por un material blando y débil, que puede alcanzar un espesor tal, que no exista contacto entre las paredes de la discontinuidad. En estas condiciones, la resistencia al cizallamiento cae dramáticamente, ya que la rugosidad de la discontinuidad no influye en la resistencia de la misma. Es importante notar que las discontinuidades con relleno son las más importantes a la hora de estudiar la estabilidad de un macizo rocoso. Si es del caso, es altamente recomendable estudiar las características de resistencia del relleno, desde el punto de vista de la Mecánica de los Suelos.

El relleno en las discontinuidades puede ser de tal espesor que no exista contacto alguno entre las caras de la discontinuidad, siendo en este caso la resistencia al corte la que proporciona el material de relleno, la que en general es muy pequeña. En este caso la rugosidad de la discontinuidad no influye en la resistencia al corte, siendo el espesor de relleno y su tipo un factor fundamental en la estabilidad del macizo rocoso.

Teniendo en cuenta que en muchos casos, el relleno está constituido por un material blando y débil y como se señaló no hay contactos entre las caras de las discontinuidades, la resistencia al corte disminuye significativamente.

Esto se ha demostrado experimentalmente por Goodman y otros investigadores obteniéndose una disminución considerable de la resistencia al cortante a medida que aumenta el espesor del relleno; vale aclarar que no siempre es así, ya que en discontinuidades rellenas puede producirse algún tipo de mineralización, lo que ocasionalmente puede aumentar la resistencia al corte.

Por lo expresado anteriormente, a la hora de estudiar macizos rocosos fracturados, se le debe prestar una especial atención a las discontinuidades con relleno (a su detección, a la determinación del tipo de relleno, a su espesor, a su estado y a otras características), teniendo en cuenta su importancia a la hora de evaluar, tanto la calidad del macizo, como su posible comportamiento.

Por último es importante referirse al significado que tienen los desplazamientos sobre la magnitud al cortante de las discontinuidades. La resistencia al cortante en las discontinuidades en gran medida depende de su interacción con las rocas circundantes del macizo.

Aquí dos factores tienen un significado relevante: limitación de la dilatancia y la progresiva destrucción por el gradiente de tensión a lo largo de toda la discontinuidad.

La influencia de estos dos factores en el comportamiento de un macizo fracturado no ha sido totalmente estudiada pero el rol que ellos desempeñan es innegable.

VII.2.4) Factores que influyen en la resistencia al corte de las discontinuidades

Los factores que más influyen sobre la resistencia al corte en las discontinuidades son: rugosidad en la discontinuidad, tamaño de la muestra para los ensayos, rango de esfuerzos normales, cohesión y cohesión aparente, presencia de agua y resistencia de la roca sin destruirse en las paredes de las discontinuidades.

- **Rugosidad**

Depende del origen y de la mineralogía de la roca. Las discontinuidades más rugosas serán aquellas formadas en rocas intrusivas bajo condiciones de fractura frágil, es decir, donde la resistencia al deslizamiento (corte) es mayor que la resistencia a la separación (tracción). Las discontinuidades más lisas son aquellas que constituyen formas de clivaje planar en pizarras. En la figura VII.14 se indica una muestra de roca con rugosidades, sujeta a un esfuerzo normal (σ) y a un esfuerzo cortante (τ). En el caso de movimientos controlado por las rugosidades, el esfuerzo normal ya no es paralelo al esfuerzo cortante y el movimiento inicial ocurre a lo largo de una línea inclinada un ángulo i respecto a τ , donde i será el ángulo de rugosidad.

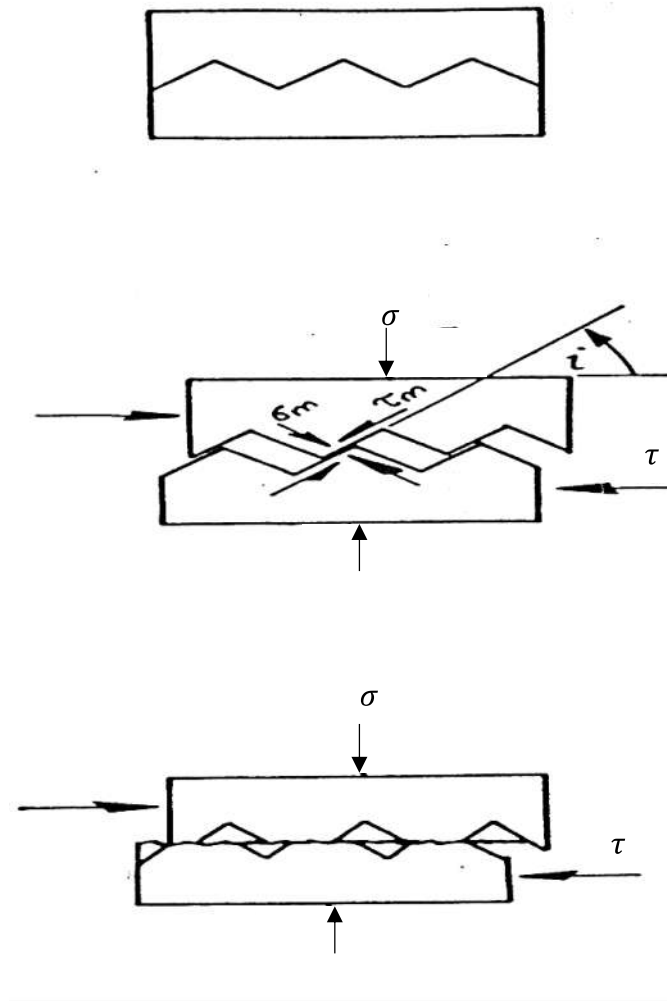


Figura VII.14.- Esquema de discontinuidad con rugosidad (tomado de Hoek y Bray, 1974)

En consecuencia hay que considerar los esfuerzos normales y de corte actuando a lo largo y perpendicular a la dirección del movimiento.

Para que ocurra movimiento según la rugosidad es necesario un aumento en el volumen de la roca, es decir su dilatación. Esta dilatación ocurrirá más difícilmente a medida que aumenta los esfuerzos normales en la discontinuidad, por lo tanto a valores altos de la fuerza normal el movimiento solo puede ocurrir si las irregularidades se cortan. Este corte implica un fracturamiento de la roca intacta, cumpliéndose en este caso que:

$$\tau = c + \sigma \tan \varphi \quad (\text{VII.26})$$

En la figura VII.15 se muestra una relación idealizada de esfuerzo al cortante-esfuerzo normal, con respecto al comportamiento dilatante y de corte.

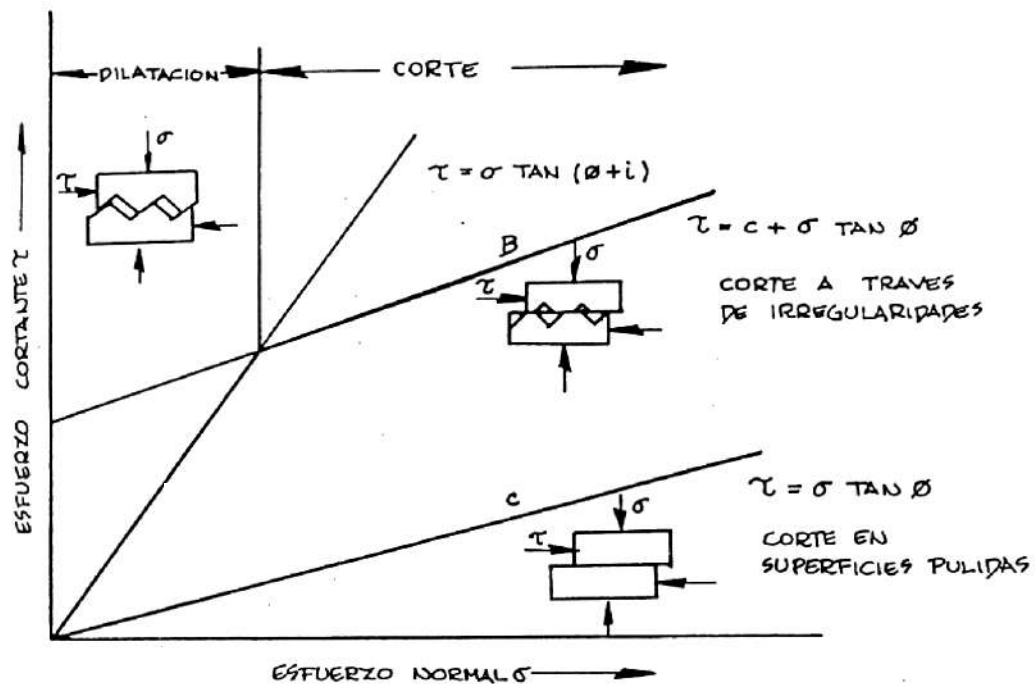


Figura VII.15.-Relación simplificada entre la resistencia al corte y el esfuerzo normal para el caso de superficies rugosas

Barton considera que la ecuación anterior es demasiado simple por que asume que el ángulo i permanece constante en todo el rango de esfuerzos normales bajo el cual ocurre dilatación. Él sugiere que el valor de i depende de los esfuerzos normales: a bajos valores de la tensión normal las rugosidades más pequeñas y más abruptas controlan el movimiento, mientras que a valores mayores de σ_n las rugosidades pequeñas se quiebran y las ondulaciones que él denomina de primer orden controlan el comportamiento. Barton sugiere la siguiente fórmula empírica para el cálculo de i :

$$i = 20_{\log} \left(\frac{\sigma_c}{\sigma_n} \right) \quad (\text{VII.27})$$

Siendo:

i : Ángulo de rugosidad efectivo

σ_c : Resistencia a la compresión lineal de la roca

σ_n : Esfuerzo normal

- **Tamaño de la muestra para los ensayos de corte**

Para la obtención de parámetros se recomienda preferiblemente ensayos en situ en la superficie de la discontinuidad o en muestras representativas (de 3m * 3m), sin embargo concientes de los

costos y disponibilidad de equipos para estos ensayos así como a las dificultades operacionales del muestreo Hoek y Bray recomiendan como solución práctica, ejecutar un mínimo razonable de ensayos en muestras pequeñas, medir los ángulos de rugosidad en el campo y calcular la resistencia al corte por la expresión:

$$\tau = c + \sigma \tan \varphi \quad (\text{VII.28})$$

Hay que destacar la importancia que tiene la observación en el campo de fallas ocurridas, las que se pueden considerar como ensayos de corte a gran escala, por lo que con su estudio se puede llegar a obtener parámetros de resistencia al corte.

- **Rango de esfuerzos normales**

La distribución simplificada de esfuerzos normales a lo largo de una discontinuidad en un talud en roca se ilustra por la línea ABC en la figura VII.16.

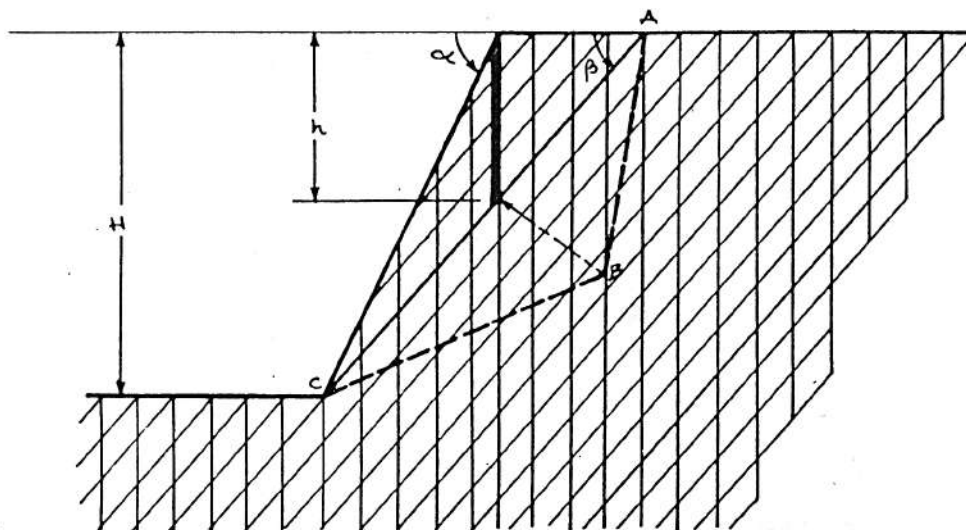


Figura VII.16: Distribución de esfuerzos normales a lo largo de una discontinuidad en un talud en roca.

El esfuerzo normal máximo que actúa, en el punto de la discontinuidad definido por una vertical trazada desde la cresta del talud puede ser calculado por la expresión:

$$\sigma_n = \frac{\gamma H}{2} (\cot \beta - \cot \alpha) \operatorname{sen} \beta \cos \beta \quad (\text{VII.29})$$

- **Cohesión y cohesión aparente**

La resistencia cohesiva de una muestra de roca intacta se puede considerar aproximadamente igual al doble de su resistencia lineal a tracción (σ_t). La cohesión depende principalmente del cemento que une a los granos del mineral, por lo que para que se produzca el movimiento es necesario quebrar estos enlaces cementantes.

Se propone por diferentes autores el uso del concepto de "cohesión aparente" para el caso de envolventes no lineales. En la figura VII.17 se muestra este concepto, notándose que una tangente a la envolvente no lineal, para un valor específico de esfuerzo normal (σ_1), define un valor de fricción (ϕ_1) y un intercepto de cohesión (c_1). Estos valores pueden utilizarse para el cálculo del factor de seguridad, tomando en cuenta que solo son válidos para ese específico esfuerzo normal y por lo tanto para un talud con geometría definida.

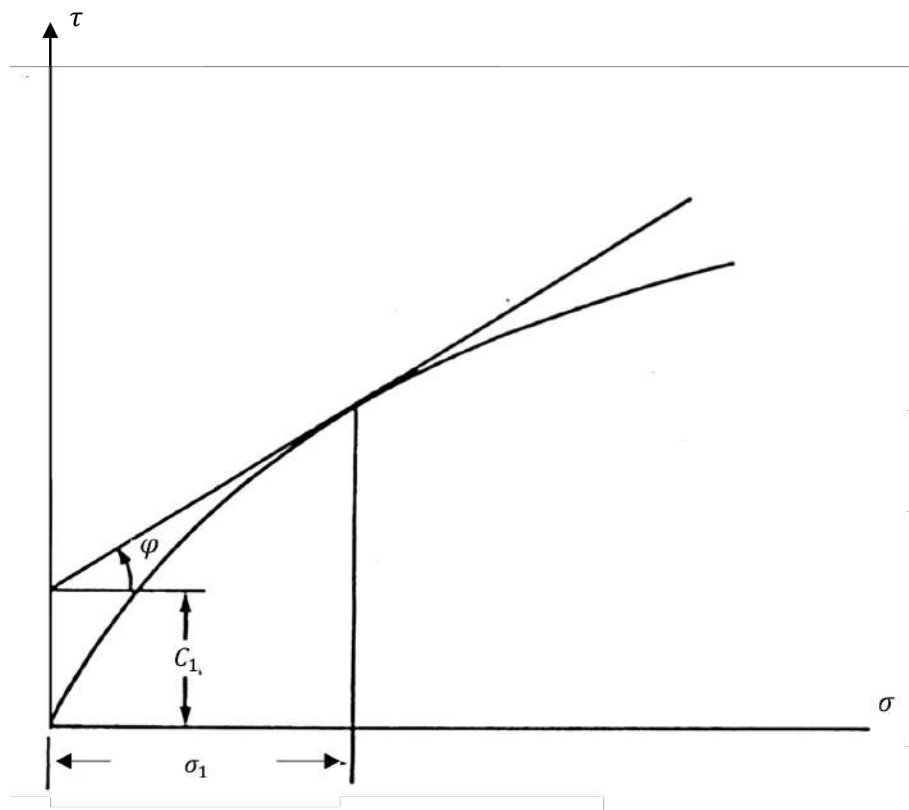


Figura VII.17.- Definición de cohesión aparente en envolventes no lineales.

- **Presencia de agua**

Este es otro factor que puede afectar en forma significativa la resistencia al corte. El agua actúa como agente de meteorización, reduciendo significativamente la cohesión y además causa una reducción en los esfuerzos normales efectivos.

Por lo tanto con vistas a obtener situaciones más representativas, es recomendable que los ensayos de corte se realicen manteniendo húmedas las superficies de la roca.

La presencia de agua en las discontinuidades ha sido estudiada por numerosos investigadores, los que han llegado a la conclusión de que la presión de agua causa una reducción en los esfuerzos efectivos, afectando la resistencia de la roca. La resistencia al cortante en las discontinuidades depende de la fuerza que se produce en la interacción de la superficie de corte que se desplazan, por ello si parte de la fuerza es asimilada por el agua contenida en la discontinuidad, la resistencia al cortante disminuye.

El efecto de la disminución de la resistencia a compresión es apreciable en discontinuidades rugosas sin relleno y menos marcados en discontinuidades lisas. En este tipo de discontinuidades la mineralogía comienza a dominar el comportamiento, por ejemplo cristales masivos como cuarzo y carsita aumentan su resistencia a la fricción cuando se humedecen, mientras que minerales con estructuras planares, laminares como la moscovita y la clorita disminuyendo su resistencia.

- **Resistencia de la roca sin destruirse en las paredes de la discontinuidad**

Teniendo en cuenta que la resistencia de la roca sin destruirse, en las caras de la discontinuidad tiene un valor significativo a la hora de estudiar el cizallamiento a lo largo de una superficie irregular es necesario estudiar este caso. En la figura VII.18 se ilustra el mecanismo de destrucción por la discontinuidad y por la roca no destruida y en la figura VII.19 se ofrecen las curvas tensión al cortante y desplazamiento al cortante para dos variantes: *caso a* la curva que se produce al cizallamiento y *caso b* la curva para el caso de la roca sin destruir, que posee un valor pico mayor que su límite de resistencia.

Esta última curva para la roca no destruida se puede describir por la expresión:

$$\tau = C_1 + \sigma_n \tan \varphi_1 = \tau_p \quad (\text{VII.30})$$

Y también por la envolvente parabólica dada por Fairhurst para caracterizar el límite de resistencia al cortante

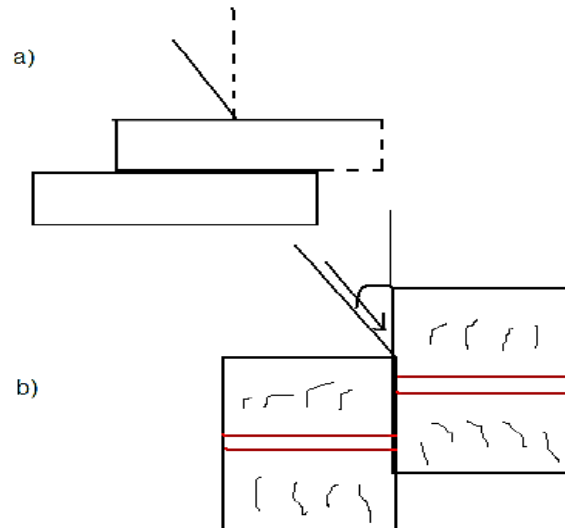


Figura VII.18.-Ilustración del mecanismo de destrucción.
a) Corte a lo largo de la discontinuidad, para este caso $\theta > \varphi$.
b) Para rocas no afectadas en este caso $\theta < \varphi$

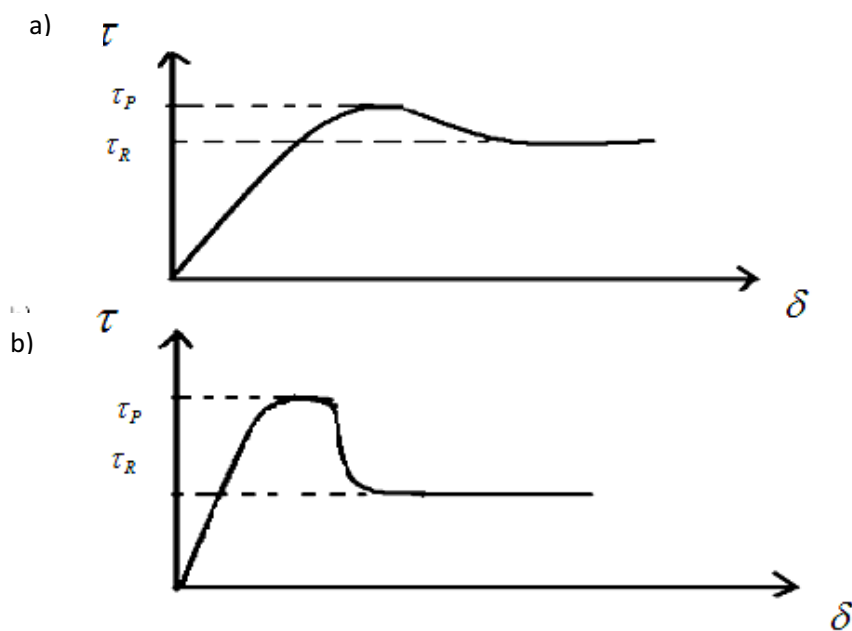


Figura VII.19.-Curvas tensión al cortante–desplazamiento.
a) Caso de desplazamiento a lo largo de la discontinuidad, b) Para rocas no afectadas

Para rocas fuertes y no destruidas la magnitud de C_1 puede oscilar de 10 a 30 MPa. Posteriormente que se produce el desplazamiento y se llega a un estado más allá del límite de resistencia, tiene lugar una disminución significativa de la resistencia hasta alcanzar su valor residual τ_r igual a:

$$\tau_r = C_r + \sigma_n \tan \varphi_r \quad (\text{VII.31})$$

Algunos investigadores consideran que C_r en un macizo de rocas fuertes sin destruirse tiene un valor que oscila de 1 a 3 MPa. En ocasiones se plantea, debido al pequeño valor de C_r emplear la expresión:

$$\tau_r = \sigma_n \tan \varphi_r \quad (\text{VII.32})$$

Las diferencias en las magnitudes de τ_p y τ_r para las rocas sin destruirse depende de los valores relativos de C_1 y de $\sigma_n \tan \varphi_r$ en el estado límite.

Para una tensión normal pequeña C_1 posee un significado preponderante y la fragilidad del macizo que se desplaza es superior. La diferencia entre el límite de resistencia y la resistencia residual hace necesario que en las investigaciones de las deformaciones al cortante se incremente el estudio de las características de las grietas durante este tipo de deformación.

VII.3) Mecanismos de destrucción de los macizos agrietados

La fracturación de los macizos rocosos puede manifestarse en formas muy diferentes, desde la existencia de una discontinuidad o sistema de discontinuidad muy definidos, hasta la presencia de varias discontinuidades o sistemas sin una diferencia visible.

A partir de esto se obtiene un material, que por un lado se diferencia poco de un material monolítico, pero por el otro no se conduce como un medio continuo, recordando incluso en su comportamiento a los materiales sueltos.

Por ello, aún en la actualidad, no existe una teoría única que defina el comportamiento de los macizos fracturados. A partir de esto lo más común es que la investigación se realice por una de las siguientes direcciones.

- 1) Estudio de una sola superficie de debilitamiento o sistemas paralelos.
- 2) Estudio de dos sistemas de debilitamiento que se cruzan.
- 3) Estudio de casos con una mayor presencia de fracturas.

VII.3.1) Primer caso – una superficie de debilitamiento o sistemas paralelos de superficies de debilitamiento.

Es el caso de estudio más simple. En este caso la situación que se analiza sólo se aparta del comportamiento de un medio continuo, cuando la destrucción del material se produce por el plano de debilitamiento.

La destrucción del macizo puede ocurrir por la discontinuidad abierta, cuando se sobrepasa la resistencia a tracción, en la dirección normal al plano de debilitamiento, o por el deslizamiento según el plano de fractura.

El deslizamiento según el plano de deslizamiento en una primera aproximación puede estudiarse empleando el criterio de Coulomb para la resistencia al cortante:

$$\tau = C + \sigma \operatorname{Tg} \varphi \quad (\text{VII.33})$$

Siendo:

C : Cohesión

φ : Ángulo de fricción en la grieta.

Se supone que la dirección de las tensiones actuantes coincide con las de σ_1 y σ_3 (ver figura VII.20).

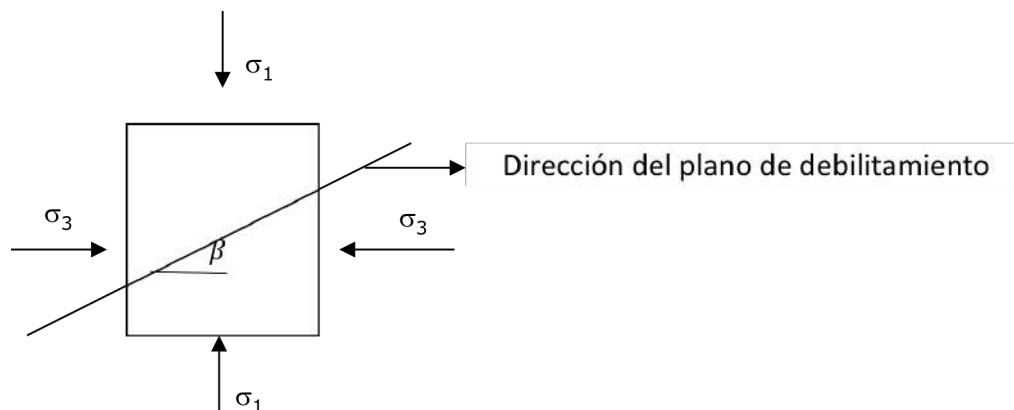


Figura VII.20.- Esquema de cálculo para un sistema de grietas

El deslizamiento tiene lugar cuando:

$$\sigma_1 > \sigma_3 + \frac{2C + \sigma_3 \tan \varphi}{(1 - \tan \varphi \cot \beta) \sin 2\beta} \quad (\text{VII.34})$$

En los casos en que esta expresión no se cumple (para los valores dados de C, φ, σ_3 y β) no existirá deslizamiento a lo largo de la discontinuidad y la única alternativa es la destrucción de la roca.

La expresión anterior en muchas ocasiones se expresa:

$$\sigma_1 - \sigma_3 = \frac{2C + \sigma_3 \tan \varphi}{(1 - \tan \varphi \cot \beta) \sin 2\beta} \quad (\text{VII.35})$$

Siendo:

β : Ángulo entre el plano de debilitamiento y la dirección de la tensión mínima (σ_3).

Cuando el valor de β tiende a 90° o al valor de φ , la diferencias entre las tensiones principales tiende a infinito.

La expresión anterior representa la condición de destrucción al cortante, sin embargo es conveniente señalar que el macizo rocoso, puede ser destruido como cualquier otro material, antes de que se produzca el corte por el plano de debilitamiento.

Es por ello que el análisis debe realizarse siempre a partir de un criterio general de destrucción.

En la siguiente figura (figura VII.21) en forma sintetizada se representa la conjugación de ambos criterios de resistencia.

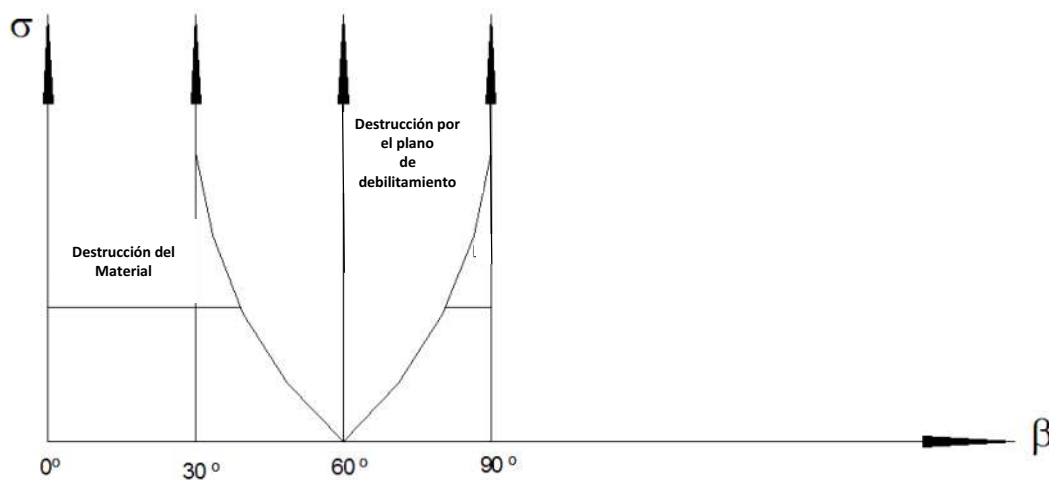


Figura VII.21.- Esquema de cálculo para el caso de una grieta o sistema paralelo de grietas

VII.3.2) Segundo caso – varias discontinuidades o sistemas de discontinuidades

En este caso es evidente que la resistencia del macizo, fundamentalmente se debe a las propiedades de las superficies de debilitamiento y poco depende de la resistencia de la roca, como se puede apreciar en la figura VII.22.

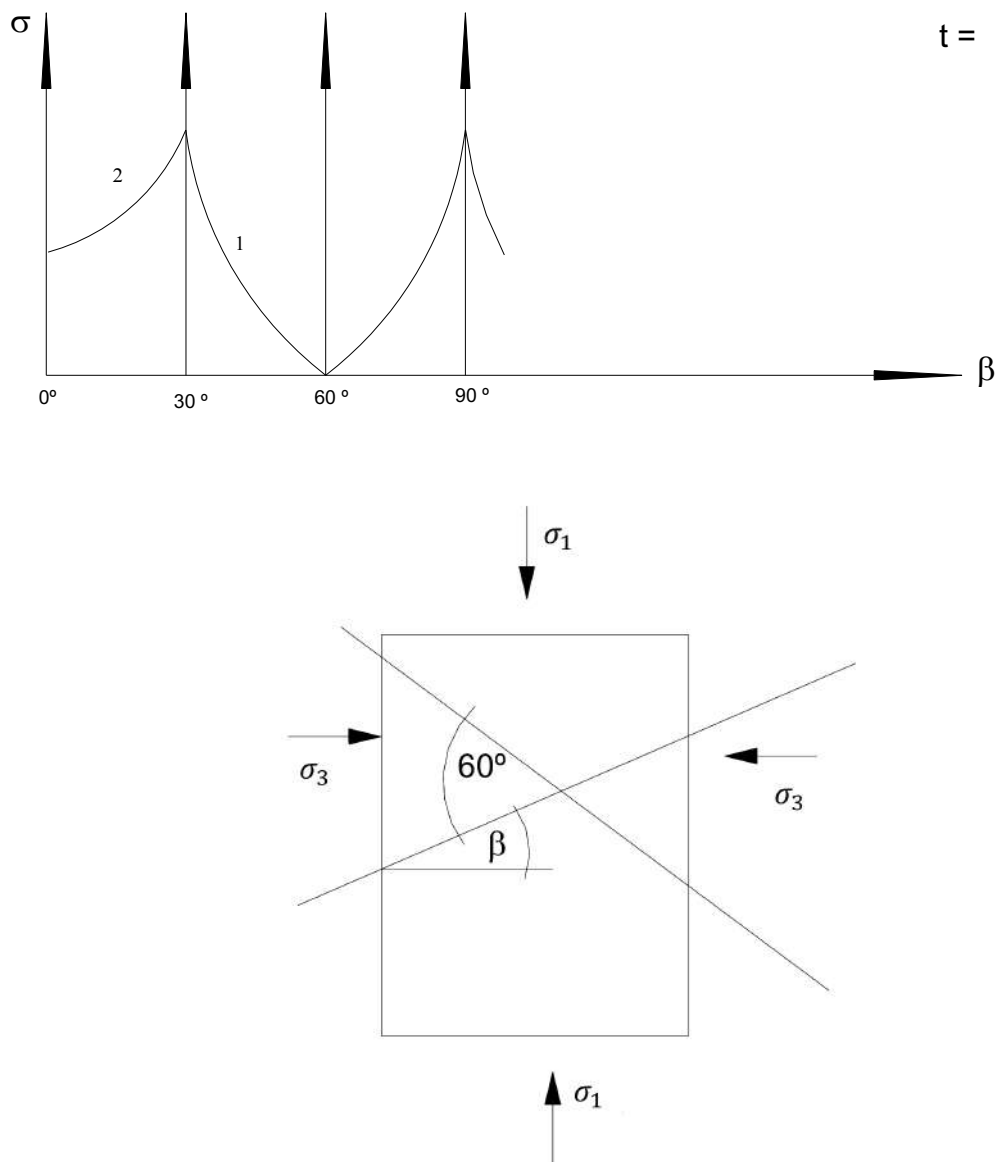


Figura VII.22.- Condición de destrucción para el caso de varias discontinuidades ó un sistema de discontinuidades

La curva 1 representa la envolvente límite (según la teoría de Mohr) para macizos fracturados, en tanto que la curva 2 se corresponde con la condición de deslizamiento para una discontinuidad lisa.

Se ve que para el caso de pequeñas tensiones se puede producir la destrucción del material como resultado del deslizamiento por los planos de debilitamiento, en tanto que para valores altos de las tensiones se puede producir la destrucción de las rocas.

En la figura VII.23, en una primera aproximación, se representa la determinación de los límites de resistencia inferior y superior de un macizo muy fracturado.

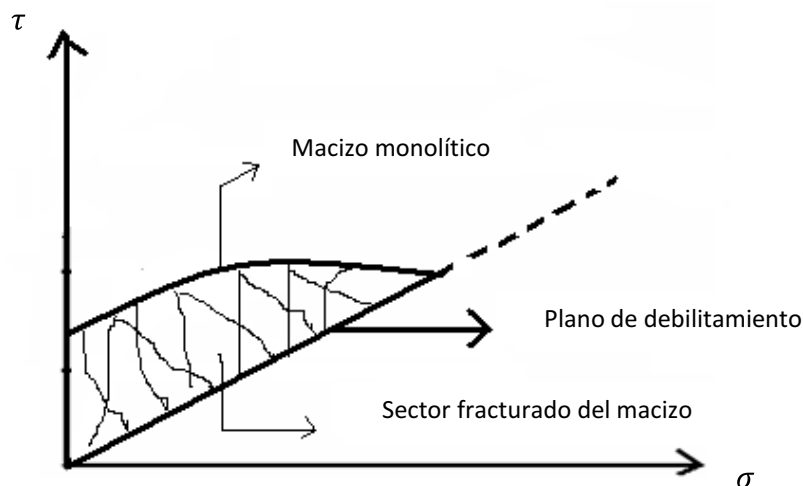


Figura VII.23.- Límites de resistencia de un macizo rocoso fracturado

De lo expresado se obtiene como conclusión que la destrucción debido a la falla por el plano de debilitamiento es más probable en zonas cercanas a la superficie que en la profundidad.

Las limitaciones del análisis anterior vienen dada por el hecho de que el desplazamiento por las discontinuidades no puede alcanzar una gran magnitud sin producir el acuñamiento de los bloques, por lo que su campo de acción se limita al caso de pequeños desplazamientos.

No obstante este análisis es útil en una primera aproximación, ya que ofrece resultados que en lo fundamental concuerdan con las observaciones.

De los estudios observados sobre el comportamiento deformacional de los macizos fracturados, se llega a la conclusión de que a medida que se aumentan los factores que influyen en la resistencia de estos macizos, la diferencia de resistencia entre macizos fuertes y débiles disminuye, debido a que la destrucción viene determinada por las propiedades en las discontinuidades. Esta forma de comportamiento Müller lo ilustra en el siguiente diagrama (figura VII.24).

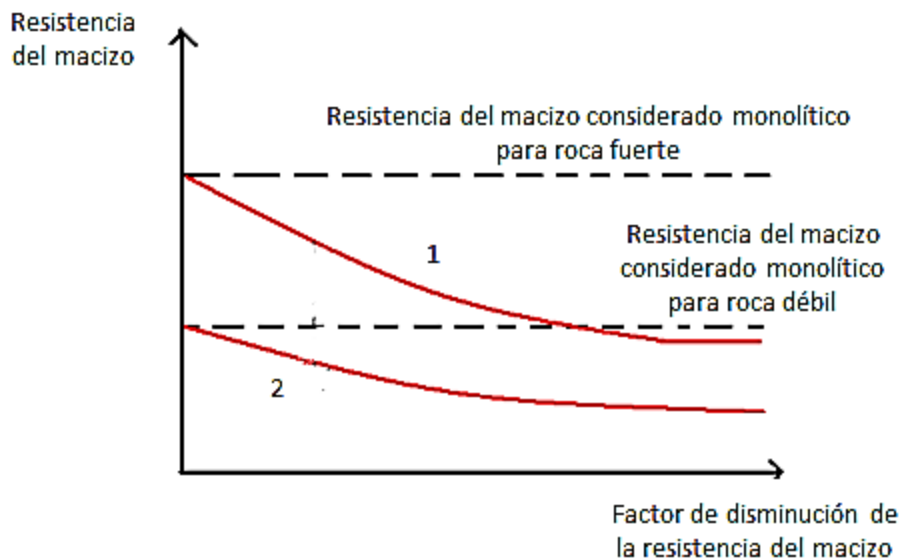


Figura VII.24.- Esquema dado por Müller para caracterizar el comportamiento de macizos muy fracturados.

- 1) Comportamiento de macizos fracturados en roca fuerte,**
- 2) comportamiento de macizos fracturados en roca débil.**

Hasta aquí se ha considerado que la destrucción de los macizos rocosos fracturados ocurre por la propia rotura del material o por los desplazamientos que se producen según las discontinuidades, sin embargo existen otras muchas formas en que pueden manifestarse la destrucción de estos macizos. Por ejemplo, vuelco por flexión y pandeo en el caso de taludes efecto de arco en el techo de excavaciones subterráneas horizontales y otros.

Por ello, aún en la actualidad, no existe una teoría única que permita estudiar el comportamiento de los macizos rocosos fracturados, que tenga en cuenta todas las formas posibles en que se puede producir su destrucción.

No obstante lo anterior, si es posible plantear que el comportamiento de estos macizos en lo fundamental depende de los siguientes factores:

- Propiedades de la roca intacta
- Propiedades de las discontinuidades
- Estado tensional inicial
- Presencia de agua
- Factor tiempo.

VIII



Evaluación de la calidad del macizo rocoso

Existen varias vías para valorar la calidad de los macizos rocosos, una de las más difundidas y que se estudia en el presente material es con el empleo de las denominadas "clasificaciones geomecánicas".

Con el empleo de estas clasificaciones es posible valorar la calidad del macizo, aunque vale señalar que con su empleo, se le da un mayor peso a la afectación estructural que sufre el macizo.

Se estudian las siguientes clasificaciones:

- El método de Barton
- El método de Whitham, Tideman y Skinner.
- La propuesta de Bieniawski
- El método de Bulichev
- La propuesta de Palmstrom

A continuación se hace un análisis de cada una de las clasificaciones antes mencionadas.

VIII.1) Método de Barton.

Barton y otros investigadores Chies y Lurde establecerán una clasificación geomecánica de las rocas, a partir de un índice de calidad "Q" que obtienen de 6 parámetros procedentes de la observación y estudio del macizo rocoso, para lo que establecen la correspondiente valoración.

Determinación del índice Q

El índice que se puede determinar por la expresión:

$$Q = \frac{RQD}{J_n} \frac{J_v}{J_a} \frac{J_w}{SRF} \quad (\text{VIII.1})$$

Siendo:

RQD: Rock Quality Designation (índice de calidad dado por Deere).

J_r : Índice que depende de la continuidad y rugosidad de las superficies de discontinuidades.

J_n : Índice que se toma según la cantidad de sistemas de discontinuidades.

J_a : Índice que depende del grado de alteración de las discontinuidades y de las características de su relleno.

J_w : Índice que caracteriza la humedad de las rocas.

SRF : (Stress Reduction Factor) es un coeficiente que tiene en cuenta la influencia del estado tensional en el macizo rocoso.

A partir de estos parámetros se pueden conformar tres grupos:

$\frac{RQD}{J_n}$: Representa el tamaño de los bloques

$\frac{J_v}{J_a}$: Representa la resistencia al corte entre los bloques

$\frac{J_w}{SRF}$: Representa la influencia del estado tensional

El rango de variación de estos parámetros es el siguiente:

RQD: varía entre 0 y 100

J_n : entre 0.5 y 20

J_r : entre 0.5 y 4

J_a : entre 0.75 y 20

J_w : entre 0.05 y 1

SRF: entre 0.5 y 20

En las siguientes tablas, se reflejan los criterios de valoración de estos parámetros.

Tabla VIII.1. Estimación de parámetros que intervienen en el índice Q (simplificado por Barton et al., 1974)

Índices de cantidad de discontinuidades J_n	Valor	Índice de rugosidad J_r	Valor
Roca masiva	0,5- 1,0	Diaclasas rellenas	1
Una familia de diaclasas	2	Diaclasas limpias (*)	4
Id. Con otras diaclasas ocasionales	3	- Discontinuas	3
Dos familias de diaclasas	4	- Onduladas, rugosas	2
Id. Con otras diaclasas ocasionales	5	- Planas, rugosas	1,5
Tres familias de diaclasas	9	- Planas, lisas	1,0
Id. Con otras diaclasas ocasionales	12	Lisos o espejos de fallas	1,5
Cuatro o más familias, roca muy fracturada	15	- Ondulados	0,5
Roca triturada.	20	- - Planos	

Índice de alteración J_a	Valor	Coefficiente de reducción por la presencia de agua J_w	Valor	Presión de Agua (kg/cm ²)
Diaclasas de pares sanas	0,75 – 1	Excavaciones secas o con < 5 l/min localmente	1 0,66	<1 1-2,5
Ligera alteración	2,0	Afluencia media con lavado de algunas diaclasas	0,5 0,33	2,5-10 2,5-10
Alteraciones arcillosas	4,0	Afluencia importante por diaclasas limpias	0,2-0,1 10,1-	>10 >10
Con detritus arenosos	4,0	Ídem con lavado de diaclasas	0,05	
Con detritus arcillosos pre consolidados	6,0	Afluencia excepcional inicial, decreciente con el tiempo		
Id. Poco consolidados	8-12	Ídem mantenida		
Id. Expansivos	5-12			
Milonitos de roca y arcilla	5 10-20			
Milonitos de arcilla lisos				
Milonitos arcillosos gruesos				

Parámetro SRF	Valor
Multitud de zonas débiles o milonitos	10,0
Zonas débiles aisladas, con arcilla o roca descompuesta (cobertura <50 m)	5,0
Ídem con cobertura > 50	2,5
Abundantes zonas débiles en roca competente	7,5
Zonas débiles aisladas en roca competente (cobertura <50 m)	5,0
Ídem con cobertura >50 m	2,5
Terreno en bloques muy fracturado	5,0
Roca competente:	2,5
Pequeña cobertura	1,0
Cobertura media	0,5-2,0
Gran cobertura	5-10
Terreno expansivo	10-15
Con presión de hinchamiento moderada	
Con presión de hinchamiento alta	

El rango de variación del índice Q está entre 0.001 y 1.000. Este intervalo se ha dividido en 9, que han dado lugar a la siguiente clasificación cualitativa:

Entre 0.001 y 0.01: roca excepcionalmente mala

Entre 0.01 y 0.1: roca extremadamente mala

Entre 0.1 y 1: roca muy mala

Entre 1 y 4: roca mala

Entre 4 y 10: roca media

Entre 10 y 40: roca buena

Entre 40 y 100: roca muy buena

Entre 100 y 400: roca extremadamente buena

Entre 400 y 1000: roca excepcionalmente buena.

VIII.2) Método de Whitham, Tideman y Skinner.

El R.S.R. (Rock Structure Rating) es un índice definido por Whitham, Tideman y Skinner del U.S. Bureau of mines en 1972, para establecer una clasificación geomecánicas de rocas con vistas a valorar la calidad del macizo y realizar el predimensionamiento de sostenimientos en obras subterráneas en Norteamérica.

Ellos estudiaron más de 100 casos de túneles, a partir de los cuales, establecieron la clasificación y las normas para el dimensionamiento.

Consta, como casi todas las clasificaciones de 2 partes:

- En una primera fase se define un índice determinativo de la calidad del macizo, a partir de observaciones y estudios realizados en el macizo.
- En la segunda fase, se fijan los criterios de dimensionamiento tomando como base la experiencia para el sostenimiento de la excavación.

En este material solo se trata de los contenidos de la primera fase, o sea lo relacionado con la evaluación de la calidad del macizo.

Obtención del R.S.R.

El índice R.S.R. se define como la suma de tres parámetros ($R.S.R. = A + B + C$), con los que se pretende caracterizar al macizo rocoso para la excavación de una obra subterránea.

Estos parámetros representan las siguientes características:

A: Parámetro en función de la litología y estructura del macizo.

B: Parámetro que relaciona la orientación de las fracturas y la dirección de laboreo del túnel con el espaciado de las primeras.

C: Parámetro que relaciona las condiciones hidrogeológicas y el estado de los planos de debilitamiento estructural.

La variación en el valor de estos parámetros es la siguiente:

A: entre 8 y 30 , B: entre 12 y 50, C: entre 5 y 20

El índice R.S.R. puede tener, por tanto un rango de variación entre 25 y 100. El valor del R.S.R. será mayor, cuanto mejor sea la calidad del macizo rocoso y más favorable sea la disposición de las discontinuidades respecto a la excavación.

En la tabla VIII.2, se indica la forma de estimar los valores de los citados parámetros. En ella, se puede observar como los valores de C, dependen de la suma de A y B es decir, que el efecto del agua y su influencia en el valor del R.S.R., está condicionado por los aspectos litológicos y estructurales del macizo y por la influencia del grado de fracturación.

Tabla VIII.2. Forma de estimar los valores de los parámetros de cálculo

Parámetro A: Geología de la zona.

Tipo de terreno	Masivo	Ligeramente plegada o fallada	Moderadamente plegada o fallada	Intensamente plegada o fallada
Ígneo.	30	26	15	10
Sedimentario	24	20	12	8
Metamórfico	27	22	14	9

Parámetro B: Influencia de las discontinuidades

Separación media entre diaclasas, cm	Dirección: Perpendicular al eje (1), Paralela al eje, (2), Ambas situaciones (3). Buzamiento de las diaclasas principales.							
	1	2	3	1	2	3	1	3
<0,15	14	17	20	16	18	14	15	12
0,15 – 0,30	24	26	30	20	24	24	24	20
0,16 – 0,60	32	34	38	27	30	32	30	25
0,17 – 1,20	40	42	44	36	39	40	37	30
> 1,20	45	48	50	42	45	45	42	36

Parámetro C: Efecto del agua

Afluencia de agua prevista	Suma de A + B					
	20- 45			46 – 80		
	1	2	3	1	2	3
Nula	18	15	10	20	18	14
Ligera (25l/min)	17	12	7	19	15	10
Media (25 – 125 l/min)	12	9	6	18	12	6
Alta (mayor de 125 l/min)	8	6	5	14	10	6
1- Cerradas o cementadas 2- Ligeramente cementadas 3- Abiertas o muy alteradas						

Se puede ver, como el mayor “peso” dentro del conjunto corresponde al grado de fracturación que presenta el macizo, (ver tabla VIII.2, parámetro B), siguiéndole en importancia las condiciones Litoestructurales (ver tabla VIII.2 aspecto A) y en tercer lugar por las condiciones hidrogeológicas (VIII.2.C).

VIII.3) Clasificación de Bieniawski (RMR).

Esta clasificación fue publicada por primera vez por su autor en 1973 y posteriormente fue ligeramente modificada en el año 1976 y 1979 si bien, entre estas 2 últimas publicaciones, no existe diferencia en la estructura y valoración de los parámetros. Bieniawski en 1989 propuso una última versión.

Esencialmente, la clasificación consiste en la obtención de un índice de calidad del macizo rocoso denominado "Rock Mass Rating" (RMR).

Clasificación de 1973

El valor del índice de calidad del macizo (RMR) se define como la suma de 8 calificaciones que valoran la influencia de otros tantos parámetros:

- Resistencia de la roca sana
- ROD
- Alteración
- Espaciamiento entre discontinuidades
- Continuidad de las discontinuidades
- Apertura de las discontinuidades
- Presencia de agua
- Disposición de las discontinuidades (dirección y buzamiento).

La valoración de estos parámetros se indica en una tabla, así como los 5 diferentes tipos de roca en que se clasifican los macizos rocosos, dependiendo del valor total del RMR y el tiempo que puede permanecer abierta una longitud determinada de excavación sin entibación.

Según esta primera clasificación de Bieniawski (1973) los 5 tipos de roca que se establecen son los siguientes:

Tipo 1, roca muy buena : RMR entre 90 y 100

Tipo 2, roca buena : RMR entre 70 y 90

Tipo 3, roca media : RMR entre 50 y 70

Tipo 4, roca mala : RMR entre 25 y 50

Tipo 5, roca muy mala : RMR menor que 25

En la clasificación actual de Bieniawski el valor del RMR se obtiene por la suma de 5 parámetros en vez de los 8 considerados en la primera propuesta de 1973, con una reducción que se establece en función de la disposición de las discontinuidades.

En realidad la diferencia entre la primera clasificación de 1973 y la actual estriba, en que se ha agrupado en uno, tres de los parámetros

(los correspondientes al estado de las discontinuidades), y se han asignado valores negativos a la disposición de las mismas, excepto en el caso de "muy favorables".

Los valores asignados a los distintos parámetros se han retocado, y se han definido de forma cuantitativa los adjetivos utilizados para la disposición de las discontinuidades.

En función de los valores del RMR, se clasifica al macizo rocoso en cinco categorías diferentes. Los parámetros considerados para la obtención del RMR, son los que se indican a continuación:

- a) Resistencia de la roca matriz.
- b) Separación entre discontinuidades.
- c) Estado de las discontinuidades.
- d) Presencia de agua.
- e) Disposición de las discontinuidades respecto a la excavación.

Las categorías de roca en función del valor del RMR, son las siguientes:

- I Roca muy buena: RMR entre 81 y 100
- II Roca buena : RMR entre 61 y 80
- III Roca media : RMR entre 41 y 60
- IV Roca mala : RMR entre 21 y 40
- V Roca muy mala : RMR menor que 20.

En la tabla VIII.3 se indican los criterios de valoración utilizados para obtener los distintos parámetros y se recoge, de forma esquemática, la clasificación y los valores orientativos de cohesión y ángulo de rozamiento en el macizo rocoso.

Tabla VIII.3. Parámetros de Clasificación

I	Resistencia de la matriz rocosa (MPa)	Ensayo de carga puntual	> 10	10-4	4-2	2-1	Compresión simple (MPa)		
		Compresión simple	> 250	250-100	100-50	50-25	25-5	5-1	< 1
		Puntuación	15	12	7	4	2	1	0
2	RQD		90 %-100 %	75 %-90 %	50 %-75 %	25 %-50 %	< 25 %		
	Puntuación		20	17	13	6	3		
3	Separación en discontinuidades		> 2 m	0,6-2 m	0,2-0,6 m	0,06-0,2 m	< 0,06 m		
	Puntuación		20	15	10	8	5		
4	Estado de las discontinuidades	Longitud de la discontinuidad	< 1 m	1-3 m	3-10 m	10-20 m	> 20 m		
		Puntuación	6	4	2	1	0		
		Abertura	Nada	< 0,1 mm	0,1-1,0 mm	1-5 mm	> 5 mm		
		Puntuación	6	5	3	1	0		
		Rugosidad	Muy rugosa	Rugosa	Ligeramente rugosa	Ondulada	Suave		
		Puntuación	6	5	3	1	0		
		Relleno	Ninguno	Relleno duro < 5 mm	Relleno duro > 5 mm	Relleno blando < 5 mm	Relleno blando > 5 mm		
		Puntuación	6	4	2	2	0		
		Alteración	Inalterada	Ligeramente alterada	Moderadamente alterada	Muy alterada	Descompuesta		
		Puntuación	6	5	3	1	0		
5	Agua freática	Caudal por 10 m de túnel	Nulo	< 10 litros/min	10-25 litros/min	25-125 litros/min	> 125 litros/min		
		Relación: Presión de agua/Tensión principal mayor	0	0-0,1	0,1-0,2	0,2-0,5	> 0,5		
		Estado general	Seco	Ligeramente húmedo	Húmedo	Goteando	Agua fluyendo		
		Puntuación	15	10	7	4	0		

Corrección por la orientación de las discontinuidades

Dirección y buzamiento		Muy favorables	Favorables	Medias	Desfavorables	Muy desfavorables
Puntuación	Túneles	0	-2	-5	-10	-12
	Cimentaciones	0	-2	-7	-15	-25
	Taludes	0	-5	-25	-50	-60

Clasificación

Clase	I	II	III	IV	V
Calidad	Muy buena	Buena	Media	Mala	Muy mala
Puntuación	100-81	80-61	60-41	40-21	< 20

Clase	I	II	III	IV	V
Tiempo de mantenimiento y longitud	10 años con 15 m de vano	6 meses con 8 m de vano	1 semana con 5 m de vano	10 horas con 2,5 m de vano	30 minutos con 1 m de vano
Cohesión	> 4 Kp/cm ²	3-4 Kp/cm ²	2-3 Kp/cm ²	1-2 Kp/cm ²	< 1 Kp/cm ²
Ángulo de rozamiento	> 45°	35°-45°	25°-35°	15°-25°	< 15°

Orientación de las discontinuidades en el túnel

Dirección perpendicular al eje del túnel				Dirección paralela al eje del túnel		Buzamiento 0°-20°. Cualquier dirección
Excavación con buzamiento		Excavación contra buzamiento				
Buz. 45-90	Buz. 20-45	Buz. 45-90	Buz. 20-45	Buz. 45-90	Buz. 20-45	
Muy favorable	Favorable	Media	Desfavorable	Muy desfavorable	Media	
						Desfavorable

Tabla VIII.4.- Calidad en macizos rocosos en relación al índice RMR

Clase	Calidad	Valoración RMR	Cohesión	Ángulo de rozamiento
I	Muy Buena	100-81	> 4 kg/cm ²	> 45°
II	Buena	80-61	3-4 kg/cm ²	35°-45°
III	Media	60-41	2-3 kg/cm ²	25°-35°
IV	Mala	40-21	1-2 kg/cm ²	15°-25°
V	Muy mala	< 20	< 1 kg/cm ²	< 15°

VIII.4) Método desarrollado por Bulichev

El propone evaluar la calidad del macizo según un índice S que se obtiene por la siguiente expresión:

$$S = f \frac{K_m}{K_n^*} \cdot \frac{K_R^* \cdot K_w^*}{K_t \cdot K_a^* \cdot K_\alpha} \quad (\text{VIII.2})$$

Los valores marcados con asteriscos coinciden con los vistos en la fórmula de Barton.

Siendo:

f : Fortaleza de la roca por Protodiakonov

K_m : Coeficiente que caracteriza la influencia que tiene sobre la calidad estabilidad del macizo su grado de fracturación.

La magnitud de K_m se determina en dependencia del módulo de fracturación relativo (n) que se obtiene por la expresión:

$$n = \frac{2a}{l} \quad (\text{VIII.3})$$

Siendo:

a : Semiancho de la excavación

I: Distancia media entre discontinuidades.

A partir del valor de n se puede hallar el valor de K_m usando la siguiente tabla:

Tabla VIII.5. Valores de K_m

N	60	60 a 25	25 a 12	12 a 6	Menores que 6
K_m	0.5 a 2.5	2.5 a 5.0	5.0 a 7.2	7.2 a 9.0	9.0 a 10.0

K_t : coeficiente que caracteriza las dimensiones de la abertura (t) de las discontinuidades no rellenas. Su valor se estima como sigue:

$K_t = 1$, para $t < 3\text{mm}$ o para discontinuidades rellenas

$K_t = 2$, para $t = 3\text{-}15\text{mm}$

$K_t = 4$, para $t > 15\text{mm}$

K_α coeficiente que caracteriza la dirección de la excavación con respecto a la dirección del sistema de discontinuidades más desarrollados.

$K_\alpha = 1, 0$, para $\alpha = 20 - 70^\circ$

$K_\alpha = 1,5$, para $\alpha = 70 - 90^\circ$

$K_\alpha = 2,0$, para $\alpha \leq 20^\circ$

La relación K_m / K_n tiene como sentido físico, el grado de fracturación del macizo a causa de las discontinuidades, en tanto que la relación $K_r / K_m / K_t / K_\alpha$ caracteriza la resistencia al cortante por las discontinuidades.

A partir de los valores de S , que se obtengan y utilizando la siguiente tabla, se puede evaluar la calidad del macizo rocoso en cinco categorías.

Tabla VIII.6. Estabilidad del macizo rocoso, según el valor de S

Categoría	Grupo de estabilidad de la roca	Valores de S
I	Macizos totalmente estables	70
II	Macizos estables	5.0 a 70
III	Macizos medianamente estables	1.0 a 5.0
IV	Macizos inestables	0.05 a 1.0
V	Macizos muy inestables	< 0.05

VIII.5) Método de Palmstrom

Basa su clasificación en el RMI que considera la reducción de la resistencia de las rocas provocada por su fracturación y se expresa mediante la siguiente ecuación.

$$RMI = R_c JP \quad (VIII.4)$$

Siendo:

R_c : Resistencia a compresión uniaxial de la roca intacta en muestras de 50 mm de diámetro.

JP: Parámetro dependiente del grado de fracturación. Es un factor de reducción que representa el tamaño de los bloques y el estado de las caras de los mismos, definidas por la fricción y el tamaño de las discontinuidades.

En el diagrama de la figura VIII.1 que se ofrece a continuación se dan los parámetros principales que intervienen en la propuesta de Palmstrom para la valoración de estabilidad en los macizos rocosos.

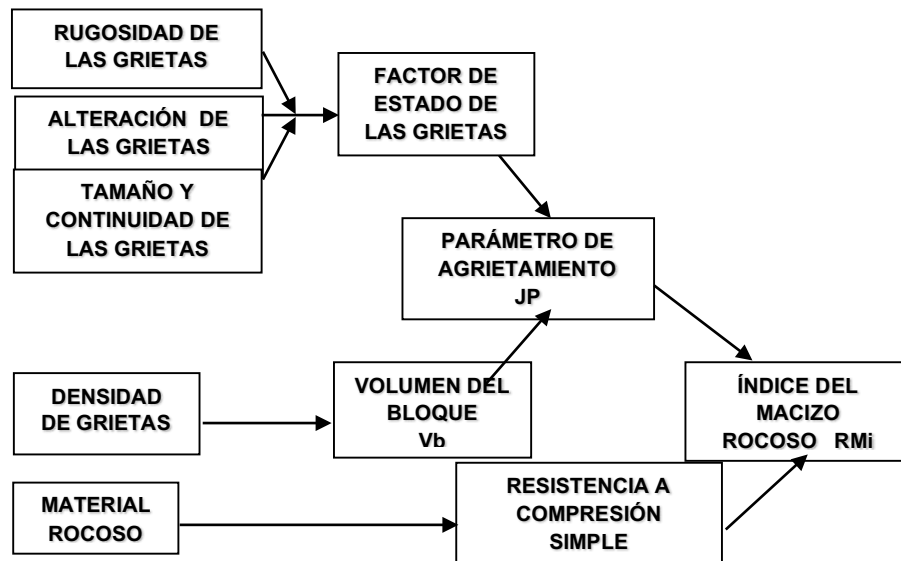


Figura VIII.1. Esquema de cálculo de Palmstrom.

El valor de JP se puede determinar, según Palmstrom por la siguiente expresión:

$$JP = 0,2 \sqrt{JC * V_b^D} \quad (\text{VIII.5})$$

Siendo:

Vb: Volumen de bloques, m³

JC: Factor de estado de las discontinuidades.

El coeficiente D se puede determinar por tablas elaboradas por Palmstrom en dependencia del valor J_c o por la expresión:

$$D = 0,37 JC^{0,2} \quad (\text{VIII.6})$$

El valor de JP varía desde valores próximos a 0, para rocas muy fracturadas, hasta 1 en rocas intactas. La forma exponencial de su expresión de cálculo coincide perfectamente con los datos experimentales que indican que el espacio entre grietas tiene una representación estadística de tipo exponencial, como se indica en los estudios de Merritt y Baecher (1981).

El factor de estado de las discontinuidades se expresa según la ecuación siguiente:

$$JC = JL (JR / JA) \quad (\text{VIII.7})$$

Donde JL, JR, y JA son factores que describen respectivamente la longitud y la continuidad, la rugosidad y la alteración del plano de

discontinuidad respectivamente. Los valores correspondientes a estos parámetros se encuentran reflejados en tablas.

Los factores JR y JA son similares a los valores de JR y JA que se utilizan para obtener el valor de Q. El factor de tamaño y continuidad de las grietas (JL) se ha introducido en el sistema RMI para representar el efecto que producen las discontinuidades a diferentes escalas.

Comúnmente, el factor de estado de las discontinuidades JC tienen un valor entre 1 y 2; y consecuentemente el parámetro de discontinuidad JP estará comprendido entre $0,2 V_b^{0,37}$ y $0,28 V_b^{0,32}$. Para JC = 1,75 el parámetro de discontinuidad se pueden expresar de la forma siguiente

$$JP = 0,2 \sqrt[3]{V_b} \quad (\text{VIII.8})$$

Con mucha frecuencia se deben considerar los efectos de escala, que son significativos cuando se extrapolan los resultados de ensayos de laboratorio a volúmenes de ensayos de campo.

Como se indicó anteriormente, el RMI se ajusta fácilmente cuando se incluyen efectos de escala en JP. En cambio, para macizos rocosos masivos, el efecto de escala para los ensayos de compresión uniaxial (R_c) no se tiene en cuenta, ya que los ensayos se realizan sobre muestras de 50 mm de diámetro.

Algunas de las ventajas del sistema RMI para clasificar macizos rocosos son:

- El RMI mejora significativamente el uso de datos geológicos, principalmente a través del empleo sistemático de parámetros predefinidos en este sistema, en el que el carácter tridimensional de un macizo rocoso viene representado por el volumen del bloque.
- El RMI se puede usar fácilmente para establecer estimaciones groseras disponiendo tan sólo de una información básica del macizo rocoso. Por ejemplo, en el período inicial de un proyecto usando en la expresión para el cálculo de JP, para el valor de JC de 1,75.
- El RMI es un método bastante cómodo a la hora de establecer comparaciones e intercambio de información de diferentes puntos o zonas. En este sentido, es una herramienta muy útil para intercambiar información y conocimientos (mejora la comunicación) entre los profesionales que se dedican a la ingeniería y el diseño de obras civiles.

- El RMI ofrece un sistema de caracterización del macizo rocoso bastante útil en ingeniería. El RMI es un parámetro que, en líneas generales, caracteriza la resistencia inherente de un macizo rocoso y se puede aplicar en ingeniería para establecer la calidad de este material en construcción. En el trabajo de campo se usa fácilmente, ya que el RMI viene definido por el volumen de los bloques y por los parámetros de fracturación del macizo rocoso.

Cualquier intento para expresar matemáticamente la variabilidad de la estructura y las propiedades de un macizo rocoso puede dar lugar a expresiones de gran complejidad. Basándose el factor RMI en la resistencia a compresión uniaxial, es posible lograr expresiones tan sencillas como las señaladas.

La principal limitación de la propuesta de Palmstrom es:

- Debido a que, tanto la roca intacta como las agrietadas muestran grandes variaciones direccionales en composición y estructura, proporcionando un amplio rango de composiciones y propiedades de los macizos rocosos, no es posible caracterizar todas las combinaciones que se presentan en la naturaleza con un solo número.

Sin embargo, el sistema RMI, muy probablemente caracteriza el rango más amplio de materiales comparado con los demás métodos de clasificación existentes.

IX



Estado tensional del macizo en condiciones naturales

En su estado natural, o sea antes de ser afectado por la acción del hombre, el macizo rocoso se encuentra en un estado tensional de equilibrio, producido fundamentalmente por la acción del peso de la roca.

Para los macizos rocosos se puede considerar que hasta una determinada profundidad (la cual varía en dependencia de muchos factores), él se encuentra en un estado elástico (o más exactamente cuasi-elástico).

Habitualmente este tipo de macizo con vistas a hacer su análisis más simple se supone homogéneo e isótropo.

IX.1) Análisis del estado tensional del macizo en su estado natural.

Los procesos mecánicos que ocurren en el macizo rocoso, se acompañan con el desplazamiento de sus puntos. Para la investigación de los procesos mecánicos que ocurren en los macizos rocosos en los que se realizan excavaciones subterráneas es conveniente emplear un sistema cilíndrico de coordenadas r, θ, z (ver figura IX.1), haciendo coincidir el eje z con el eje longitudinal de la excavación y el plano r, θ , con la sección transversal.

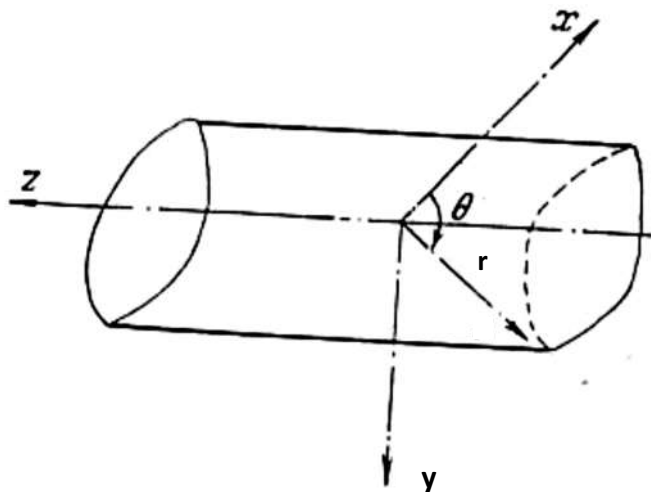


Figura IX.1.- Esquema de una excavación en un sistema de coordenadas cilíndricas.

Los desplazamientos como magnitudes vectoriales es cómodo situarlos en los componentes (u, v, w) , que son las proyecciones del desplazamiento sobre los respectivos ejes de coordenadas (r, θ, z) y que

se denominan componentes del desplazamiento del punto dado. Es evidente que las componentes del desplazamiento de diferentes puntos del macizo rocoso son diferentes.

Si se considera, que la continuidad del macizo no se afecta, la dependencia de las componentes del desplazamiento de las coordenadas es el resultado de las deformaciones que se producen en el macizo. El estado deformacional en el punto se acostumbra caracterizar por las componentes de deformación.

Utilizando el sistema cilíndrico de coordenadas, antes visto y examinando en un sector del macizo un punto del volumen elemental (ver figura IX. 2), se obtienen las componentes de las deformaciones; 3 lineales y 3 angulares. Las deformaciones lineales se presentan como alargamientos o acortamientos relativos de los contornos del volumen elemental. Como resultado de la deformación lineal puede variar, tanto la forma, como el volumen del volumen elemental.

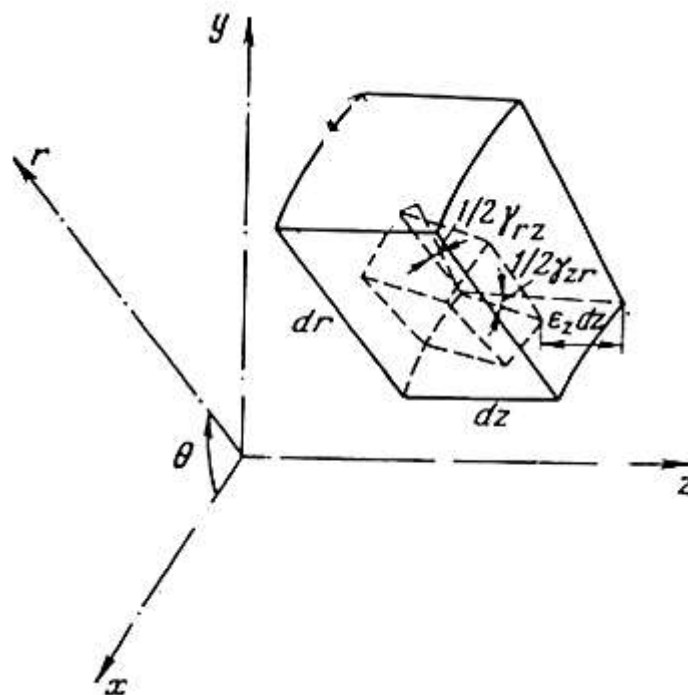


Figura IX 2.- Componentes de las deformaciones en un sistema de coordenadas cilíndricas.

Esta deformación lineal se designa por ϵ con un índice que indica el eje paralelo al cual se produce la variación lineal (ϵ_r , ϵ_θ , ϵ_z). Una deformación lineal positiva se va a considerar como un acortamiento.

Las deformaciones angulares, o la deformación al corte γ , representan la variación de los ángulos iniciales existentes entre los lados del volumen elemental y ella solo produce la variación de la forma en el volumen elemental.

Estas consideraciones son válidas en los casos en que se empleen las hipótesis sobre las pequeñas deformaciones (Mecánica de los medios Continuos) , en la mecánica de roca se considera útil y totalmente fundamentado el empleo de las hipótesis sobre pequeñas deformaciones.

Esta hipótesis permite limitar las deformaciones (desde el punto de vista geométrico) del objeto de estudio, lo que posibilita excluir la presencia de ecuaciones de segundo y más grado en el estudio de la deformación, lo que en forma significativa simplifica la investigación analítica.

Es necesario aclarar que el empleo de esta hipótesis sobre las Pequeñas Deformaciones, no se contradice en nada con lo que se presenta en la realidad, si se tiene en cuenta que los desplazamientos que ocurren en los macizos alrededor de las excavaciones se pueden considerar pequeños en comparación con las dimensiones del propio macizo.

Esto puede incumplirse en condiciones de explotación, en las que se produzcan grandes desplazamientos en el macizo rocoso.

Las relaciones entre los componentes de las deformaciones $\varepsilon_r, \varepsilon_\theta, \varepsilon_z, \gamma_{r\theta}, \gamma_{\theta z}, \gamma_{zr}$ y las componentes del desplazamiento u, v, w , en un medio continuo, se establecen con el empleo de las denominadas "Expresiones Geométricas". Como resultado del estudio del volumen elemental antes representado se obtienen las siguientes expresiones geométricas en un sistema de coordenadas cilíndricas.

$$\left. \begin{aligned} \varepsilon_r &= \frac{\partial u}{\partial r} & \gamma_{r\theta} &= \frac{1}{r} \frac{\partial u}{\partial \theta} + \frac{\partial v}{\partial r} - \frac{v}{r} \\ \varepsilon_\theta &= \frac{1}{r} \frac{\partial v}{\partial \theta} + \frac{u}{r} \quad ; & \gamma_{\theta z} &= \frac{\partial v}{\partial z} + \frac{1}{r} \frac{\partial w}{\partial \theta} \\ \varepsilon_z &= \frac{\partial w}{\partial z} \quad ; & \gamma_{zr} &= \frac{\partial w}{\partial z} + \frac{\partial u}{\partial z} \end{aligned} \right\} \quad (IX.1)$$

De este sistema de expresiones (IX.1) se ve que las componentes de deformación, expresadas por las componentes del desplazamiento, no pueden producirse simplemente en la práctica.

La relación entre ellas debe reflejar el hecho, que la continuidad del medio en el proceso de deformación no se destruye. Esta conclusión se obtiene a partir del sistema de expresiones anterior y se denomina "Expresiones de deformación conjunta o de deformaciones

ininterrumpidas (continuas)", que constituyen la expresión matemática de la hipótesis fundamental sobre los medios continuos.

$$\left. \begin{aligned}
 \frac{\partial^2 \varepsilon_r}{\partial \theta^2} + r \frac{\partial^2 r \varepsilon_\theta}{\partial r^2} - r \frac{\partial \varepsilon_r}{\partial r} - \frac{\partial^2 (r \gamma_{r\theta})}{\partial r \partial \theta} &= 0 \\
 \frac{\partial^2 \varepsilon_r}{\partial z^2} + \frac{\partial^2 \varepsilon_z}{\partial r^2} - \frac{\partial^2 \gamma_{zr}}{\partial r \partial z} &= 0 \\
 r \frac{\partial^2 \varepsilon_\theta}{\partial z^2} + \frac{1}{r} \frac{\partial^2 \varepsilon_z}{\partial \theta^2} + \frac{\partial \varepsilon_z}{\partial r} - \frac{\partial}{\partial z} \left(\frac{\partial \gamma_{\theta r}}{\partial \theta} + \gamma_{rz} \right) &= 0 \\
 \frac{-z \partial^2 \varepsilon_r}{\partial \theta \partial z} + r \frac{\partial}{\partial r} \left[\frac{1}{r} \frac{\partial (r \gamma_{\theta z})}{\partial r} \right] - \frac{1}{r} \frac{\partial^2 (r^2 \gamma_{r\theta})}{\partial r \partial z} - \frac{r \partial^2}{\partial r \partial \theta} \left(\frac{\gamma_{rz}}{r} \right) &= 0 \\
 r \frac{\partial}{\partial^2} \left[\varepsilon_r - \frac{\partial (r \varepsilon_\theta)}{\partial r} \right] - \frac{\partial^2 \gamma_{rz}}{\partial \theta^2} + \frac{\partial^2 (r \gamma_{\theta z})}{\partial_r \partial \theta} + \frac{\partial^2 (r \gamma_{\theta r})}{\partial z \partial \theta} &= 0 \\
 \frac{z \partial^2}{\partial \theta \partial r} \left(\frac{\varepsilon_z}{r} \right) + \frac{\partial^2 \gamma_{z\theta}}{\partial z^2} - \frac{r \partial^2}{\partial_r \gamma_z} \left(\frac{\gamma_{\theta z}}{r} \right) - \frac{1}{r} \frac{\partial^2 \gamma_{rz}}{\partial_\theta \gamma_z} &= 0
 \end{aligned} \right\} \quad (IX.2)$$

Este sistema de expresiones: La (IX.1) de condición geométrica y la (IX.2) de deformación conjunta, caracterizan el proceso ininterrumpido de deformación en un medio continuo, pueden particularizarse para diferentes condiciones de estudio en forma más simple.

En el caso en que se considere que existe simetría con los ejes las expresiones geométricas (IX.3) y las de deformación conjunta (IX.4) se escriben:

$$\left. \begin{aligned}
 \varepsilon_r &= \frac{du}{dr} \\
 \varepsilon_\theta &= \frac{u}{r} \\
 \varepsilon_z &= \frac{dw}{dz} \\
 \gamma_{zr} &= \frac{\partial w}{\partial z} + \frac{du}{dz}
 \end{aligned} \right\} \quad (IX.3)$$

$$\left. \begin{aligned}
\frac{\partial^2 (r \varepsilon_\theta)}{\partial r^2} - \frac{\partial \varepsilon_r}{\partial r} &= 0 \\
\frac{\partial^2 \varepsilon_r}{\partial z^2} + \frac{\partial^2 \varepsilon_z}{\partial r^2} - \frac{\partial^2 \gamma_{rz}}{\partial r \partial z} &= 0 \\
\frac{r \partial^2 r \varepsilon_\theta}{\partial z^2} + \frac{\partial \varepsilon_z}{\partial r} - \frac{\partial \gamma_{rz}}{\partial z} &= 0 \\
\frac{\partial \varepsilon_r}{\partial z} \pm \frac{\partial^2 r \varepsilon_\theta}{\partial r \partial z} &= 0
\end{aligned} \right\} \quad (IX.4)$$

Y para el caso en que se estudie una deformación en el plano (muy común en Mecánica de Roca) se obtiene:

$$\left. \begin{aligned}
\varepsilon_r &= \frac{\partial u}{\partial r} \quad ; \quad \varepsilon_\theta = \frac{1}{r} \frac{\partial v}{\partial \theta} + \frac{u}{r} \\
\gamma_{r\theta} &= \frac{1}{r} \frac{\partial u}{\partial \theta} + \frac{\partial v}{\partial r} - \frac{v}{r} \\
\frac{\partial^2 \varepsilon_r}{\partial \theta^2} + r \frac{\partial^2 (r \varepsilon_\theta)}{\partial r^2} - r \frac{\partial \varepsilon_r}{\partial r} - \frac{\partial^2 r \gamma_{r\theta}}{\partial r \partial \theta} &= 0
\end{aligned} \right\} \quad (IX.5)$$

Si se consideran ambas situaciones (simétrica con los ejes y deformaciones en el plano), se obtiene:

$$\left. \begin{aligned}
\varepsilon_r &= \frac{du}{dr} \quad ; \quad \varepsilon_\theta = \frac{u}{r} \\
\frac{d \varepsilon_\theta}{dr} + \frac{\varepsilon_\theta - \varepsilon_r}{r} &= 0
\end{aligned} \right\} \quad (IX.6)$$

Los procesos de deformación que se producen en el macizo son acompañados con la manifestación de las tensiones. En los procesos mecánicos que se producen en el macizo rocoso están ineludiblemente presentes las deformaciones y la acción de las tensiones por ello el estado tenso-deformacional es una de las características fundamentales del comportamiento mecánico del macizo (de su estado).

Se analiza el estado de equilibrio del bloque elemental dado por 6 condiciones de equilibrio, dadas por la suma de la proyección en los 3 ejes de todas las fuerzas actuantes en el volumen elemental y otras 3

dadas por la suma de las proyecciones de los momentos producidos por esas mismas fuerzas con respecto a los ejes.

Además de considerar los esfuerzos que actúan por los bordes del volumen elemental, es necesario considerar las fuerzas volumétricas. (En el caso de estudio, del macizo rocoso estas son las fuerzas de gravedad y de inercia).

A partir de esto se obtienen las llamadas ecuaciones de equilibrio.

$$\left. \begin{aligned} \frac{\partial \sigma_r}{\partial r} + \frac{1}{r} \frac{\partial \tau_{r\theta}}{\partial \theta} + \frac{\partial \tau_{rz}}{\partial z} + \frac{(\sigma_r - \sigma_\theta)}{r} + \rho R &= \rho \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} \\ \frac{\partial \tau_{\theta r}}{\partial r} + \frac{1}{r} \left(\frac{\partial \sigma_\theta}{\partial \theta} + z \tau_{\theta r} \right) + \frac{\partial \tau_{\theta z}}{\partial z} + \rho \theta &= \rho \frac{\partial^2 v}{\partial t^2} \\ \frac{\partial \tau_{zr}}{\partial r} + \frac{1}{r} \left(\frac{\partial \tau_{z\theta}}{\partial \theta} + \tau_{zr} \right) + \frac{\partial \sigma_z}{\partial z} + \rho Z &= \rho \frac{\partial^2 w}{\partial t^2} \end{aligned} \right\} \quad (IX.7)$$

Siendo:

ρ : Densidad

R, θ, Z : Las proyecciones de las fuerzas volumétricas sobre los ejes de coordenadas, referidas a la masa unitaria.

τ .- Tiempo

Las otras 3 ecuaciones de equilibrio vienen dadas por:

$$\left. \begin{aligned} \tau_{r\theta} &= \tau_{\theta r} \\ \tau_{\theta z} &= \tau_{z\theta} \\ \tau_{zr} &= \tau_{rz} \end{aligned} \right\} \quad (IX.8)$$

Para el caso general, cuando la parte derecha de las expresiones (IX.7) vistas anteriormente son diferentes a cero (condición de movimiento) se tienen las expresiones que caracterizan un estado dinámico de equilibrio.

Cuando la parte derecha de estas expresiones se hacen nula, (caso particular de reposos) se tienen las expresiones de un estado de equilibrio estático.

Por ahora para analizar las tareas de la mecánica de rocas, se considera un estado estático de equilibrio y las expresiones son:

$$\left. \begin{aligned} \frac{\partial \sigma_r}{\partial r} + \frac{1}{r} \frac{\partial \tau_{r\theta}}{\partial \theta} + \frac{\partial \tau_{rz}}{\partial z} + \frac{(\sigma_r - \sigma_\theta)}{r} + \rho R &= 0 \\ \frac{\partial \tau_{\theta r}}{\partial r} + \frac{1}{r} \left(\frac{\partial \sigma_\theta}{\partial \theta} + z \tau_{\theta r} \right) + \frac{\partial \tau_{\theta z}}{\partial z} + \rho \theta &= 0 \\ \frac{\partial \tau_{zr}}{\partial r} + \frac{1}{r} \left(\frac{\partial \tau_{z\theta}}{\partial \theta} + \tau_{zr} \right) + \frac{\partial \sigma_z}{\partial z} + \rho Z &= 0 \end{aligned} \right\} \quad (IX.9)$$

El estado tensional del macizo rocoso, que cumple las condiciones de equilibrio dadas, debe también cumplir con las condiciones de superficie (por ejemplo: Superficie del macizo rocoso, Superficie denudada en la excavación, Superficie interiores en la discontinuidad, etc.) o sea con "Las Condiciones Límite".

Durante el estudio de los procesos mecánicos que ocurren en los Macizos que rodean las excavaciones, son muy usados los criterios de simetría con los ejes y el análisis de una deformación en el plano.

En el caso de simetría con los ejes la ecuación de equilibrio (IX.8), se expresa:

$$\left. \begin{aligned} \frac{\partial \sigma_r}{\partial r} + \frac{(\sigma_r - \sigma_\theta)}{r} + \frac{\partial \tau_{rz}}{\partial z} + \rho R &= 0 \\ \frac{\partial \sigma_z}{\partial z} + \frac{\partial \tau_{rz}}{\partial r} + \frac{1}{r} (\tau_{zr}) + \rho Z &= 0 \end{aligned} \right\} \quad (IX.10)$$

Para el caso de análisis de deformaciones en el plano:

$$\left. \begin{aligned} \frac{\partial \sigma_r}{\partial r} + \frac{(\sigma_r - \sigma_\theta)}{r} + \frac{1}{r} \frac{\partial \tau_{r\theta}}{\partial \theta} + \rho R &= 0 \\ \frac{1}{r} \frac{\partial \sigma_\theta}{\partial \theta} + \frac{\partial \tau_{\theta r}}{\partial r} + \frac{z}{r} \tau_{r\theta} + \rho \theta &= 0 \end{aligned} \right\} \quad (IX.11)$$

Si se consideran ambos criterios simultáneamente se obtiene:

$$\left. \frac{\partial \sigma_r}{\partial r} + \frac{(\sigma_r - \sigma_\theta)}{r} + \rho R = 0 \right\} \quad (IX.12)$$

Las expresiones vistas anteriormente (de equilibrio y geométricas) son expresiones fundamentales y de carácter generalizado para los medios continuos independientes de las características físico-mecánicas del medio estudiado (de su fortaleza, si posee características elásticas, plásticas u otras, si es un medio suelto, viscoso, líquido etc.)

La fundamental y necesaria condición que valida estas expresiones es la continuidad y no rotura (sin interrupción) del medio, tanto en el inicio como en el transcurso del proceso de deformación.

Se reitera que esta forma de presentar las ecuaciones fundamentales corresponde a la consideración que se cumplen con los criterios de "Deformaciones Pequeñas".

IX.2) Ecuaciones Físicas

Debido a que estas expresiones fundamentales reflejan solamente la continuidad del medio, y son insuficientes para el estudio del estado tenso-deformacional. Por ello se hace necesario emplear ecuaciones complementarias que relacionen la tensión con las deformaciones que se producen, o sea que reflejen la particularidades físicas del proceso de deformación.

En dependencia del estado físico del medio (macizo) que se estudie y de sus características de deformación las expresiones físicas incluyen componentes de la tensión, de la deformación, constantes físicas, la temperatura y el tiempo.

Una forma general de representar estas expresiones físicas que incluyan todos los parámetros antes mencionados y que se pueden tomar como un modelo físico de carácter universal para un medio continuo, es muy complejo.

Esta tarea se hace aún más difícil cuando se estudian los procesos mecánicos que ocurren en el macizo, en los que las características de deformación dependen no solo del estado físico de las tensiones actuantes, de la temperatura, el factor tiempo sino también de las coordenadas tomando en cuenta la heterogeneidad del Macizo.

Además, esta forma general de enfrentar el problema (si fuese esto factible) en mecánica de rocas, (para la etapa actual de desarrollo, cuando el estudio de las características mecánico-estructurales y otras del macizo resultan aún insuficientes), se considera que no sería útil.

En la actualidad lo más frecuentemente empleado son los modelos geomecánicos del macizo, los que con cierto rango de idealización reflejan las principales propiedades del macizo. (Aquí cada modelo se hace conforme a partir de las características del macizo que se estudia). Es por esto en lo que más adelante se analizaran expresiones físicas, que describen a determinados modelos geomecánicos que representan determinadas situaciones de estudio del macizo.

Como es conocido muchos macizos rocosos son examinados con una relación lineal entre tensiones y deformaciones en su comportamiento hasta cargas de determinada magnitud. (En algunos casos estas cargas pueden ser considerables por ejemplo: en macizos de granito,

esquistos y otros similares y en otros ellos pueden ser muy limitados como por ejemplo: en macizos arcillosos).

Además también pueden ubicarse con una relación lineal entre σ y ϵ macizos sueltos en sectores de actuación de tensiones a compresión (macizos afectados solamente por la fuerza de la gravedad)

De tal forma, a diferencia de un medio mecánico continuo, donde se examina un modelo elástico ideal en los que las características de deformación son similares en todo el rango de cargas, en la Mecánica de Roca, habitualmente se emplea un modelo geomecánico con una dependencia lineal de σ y ϵ que reflejan diferentes características de deformación según la estructura del macizo.

Al examinar un modelo lineal de deformación del macizo, es necesario tener en cuenta la diferencia entre las características de deformaciones de las rocas para diferentes direcciones, o sea su anisotropía, la cual es corriente denominar como anisotropía geométrica.

Conjuntamente con la anisotropía geométrica en los macizos rocosos se presenta la denominada anisotropía física, que caracteriza diferentes propiedades de deformación en el macizo, para tensiones de signo contrario (compresión y tracción).

Más adelante al hacer referencia a modelos anisótrpos se tiene como base considerar solamente la anisotropía geométrica, en caso de hacerse referencia a la física se señalará.

Si las propiedades de deformación del macizo en diferentes puntos con direcciones paralelas, son diferentes, o dicho de otra forma son función de las coordenadas del punto, entonces este macizo se caracteriza por ser heterogéneo en relación a sus propiedades de deformación.

A continuación se representan expresiones físicas para diferentes modelos geomecánicos:

- A. Elástico lineal heterogéneo con isotropía transversal.
- B. Elástico lineal heterogéneo y anisótropo con isotropía superficial alrededor de la excavación.
- C. Modelo lineal, homogéneo e isótropo.
- D. Se analiza un modelo de deformación no lineal.

Caso A

Macizo Elástico lineal heterogéneo con isotropía transversal.

Para el caso en que el eje Z coincide con el eje de isotropía.

$$\left. \begin{aligned}
\varepsilon_r &= \frac{1}{E_r} \sigma_r - \frac{\mu_{rz}}{E_z} \sigma_z - \frac{\mu_{r\theta}}{E_\theta} \sigma_\theta \\
\varepsilon_\theta &= \frac{1}{E_\theta} \sigma_\theta - \frac{\mu_{r\theta}}{E_r} \sigma_r - \frac{\mu_{z\theta}}{E_z} \sigma_z \\
\varepsilon_z &= \frac{1}{E_z} \sigma_z - \frac{\mu_{z\theta}}{\theta} \sigma_\theta - \frac{\mu_{zr}}{E_r} \sigma_r \\
\gamma_{\theta z} &= \frac{\tau_{\theta z}}{G_{\theta z}} \quad ; \quad \gamma_{rz} = \frac{\tau_{rz}}{G_{rz}} \quad ; \quad \gamma_{r\theta} = \frac{\tau_{r\theta}}{G_{r\theta}}
\end{aligned} \right\} \quad (IX.13)$$

Siendo:

E_r, E_z, E_θ : Módulos de deformación en la dirección de los respectivos ejes, relacionados con una dependencia dada con los valores experimentales del módulo de deformación perpendicular en el plano de isotropía (E) y del módulo de deformación perpendicular al plano de isotropía (E_r).

$\mu_{z\theta}, \mu_{rz}, \mu_{zr}, \mu_{\tau\theta}, \mu_{\theta r}, \mu_{\theta z}$: Coeficiente de Poisson para la deformación en los respectivos planos relacionados, mediante relaciones dadas con los valores experimentales determinados de μ (plano de isotropía) y μ_r (según la normal del plano de isotropía).

$G_{r\theta}, G_{\theta z}, G_{rz}$.- Módulo al corte caracterizado por la variación de los ángulos con los respectivos planos, y relacionados con una dependencia dada con los valores experimentales obtenidos del módulo al corte en el plano de isotropía (G) y normal a él (G_1).

Los coeficientes antes señalados son funciones de las coordenadas debido a la heterogeneidad del macizo.

Este tipo de modelo geomecánico se puede emplear para procesos mecánicos en los contornos de excavaciones verticales, conformados por capas de roca.

Para el caso de deformaciones en el plano, (en la sección transversal $r\theta$ de la excavación), se obtiene a partir de la expresión anterior (IX.13); la expresión

$$\left. \begin{aligned}
 \varepsilon_r &= \frac{1-\mu_{rz},\mu_{zr}}{E_r} - \frac{\mu_{r\theta}+\mu_{rz}}{E_\theta} \mu_{z\theta} \sigma_\theta \\
 \varepsilon_\theta &= \frac{1-\mu_{\theta z},\mu_{z\theta}}{E_\theta} - \frac{\mu_{\theta r}-\mu_{\theta z}\mu_{zr}}{E_r} \sigma_r \\
 \gamma_{r\theta} &= \frac{\tau_{r\theta}}{G_{r\theta}}
 \end{aligned} \right\} \quad (IX.14)$$

Aquí estos coeficientes son funciones de las coordenadas r y θ .

Para el caso de un modelo del macizo lineal, heterogéneo e isótropo transversal, cuando el eje z sea normal al plano de isotropía se pueden escribir las siguientes ecuaciones:

$$\left. \begin{aligned}
 \varepsilon_r &= \frac{1}{E} (\sigma_r - \mu\sigma_\theta) - \frac{\mu_1}{E_1} \sigma_z & ; & \quad \gamma_{\theta z} = \frac{\tau_{\theta z}}{G_1} \\
 \varepsilon_\theta &= \frac{1}{E} (\sigma_\theta - \mu\sigma_r) - \frac{\mu_1}{E_1} \sigma_z & ; & \quad \gamma_{rz} = \frac{\tau_{rz}}{G_1} \\
 \varepsilon_z &= \frac{\mu_1}{E_1} (\sigma_r - \sigma_\theta) + \frac{1}{E_1} \sigma_z & ; & \quad \gamma_{r\theta} = \frac{\tau_{r\theta}}{G}
 \end{aligned} \right\} \quad (IX.15)$$

Este modelo puede tener aplicación para la investigación de procesos mecánicos en los contornos de una excavación vertical, construido en un macizo constituido por capas horizontales.

Para el caso en que exista simetría con el eje z , la expresión anterior (IX.15) se transforma en;

$$\left. \begin{aligned}
 \varepsilon_r &= \frac{1}{E} (\sigma_z - \mu\sigma_\theta) - \frac{\mu_1}{E_1} \sigma_z \\
 \varepsilon_\theta &= \frac{1}{E} (\sigma_\theta - \mu\sigma_z) - \frac{\mu_1}{E_1} \sigma_z \\
 \varepsilon_z &= -\frac{\mu_1}{E_1} (\sigma_r - \sigma_\theta) + \frac{1}{E_1} \sigma_z \\
 \gamma_{rz} &= \frac{\tau_{rz}}{G_1}
 \end{aligned} \right\} \quad (IX.16)$$

Aquí los coeficientes son funciones de las coordenadas r y z .

Para el caso en que además se estudie un caso de deformación en el plano (en el plano de isotropía), entonces se tendrá que $\gamma_{rz} = 0$ y $\varepsilon_z = 0$, por lo que las ecuaciones anteriormente vistas se reducen a:

$$\left. \begin{aligned} \varepsilon_r &= 1 - \left(\frac{E}{E_1}\right) \mu_1^2 \left[\sigma_r - \frac{\sigma_\theta \mu + \left(\frac{E}{E_1}\right) \mu_1^2}{1 - \left(\frac{E}{E_1}\right) \mu_1^2} \right] \\ \varepsilon_\theta &= \frac{1 - \left(\frac{E}{E_1}\right) \mu_1^2}{E} \left[\sigma_\theta - \sigma_r \frac{\mu + \left(\frac{E}{E_1}\right) \mu_1^2}{1 - \left(\frac{E}{E_1}\right) \mu_1^2} \right] \end{aligned} \right\} \quad (IX.17)$$

Siendo:

$$E = E(r)$$

$$\mu = \mu(r)$$

$$E_1 = \mu_1(r)$$

$$\mu_1 = \mu_1(r)$$

$$\theta_1 = \theta_1(r)$$

Caso B:

Macizo elástico lineal heterogéneo anisótropo con isotropía superficial. Se produce alrededor de la excavación, (debido a la tecnología empleada de construcción y al sostenimiento).

Si en este caso se considera que existe simetría con el estado tenso-deformacional existente en el macizo, las expresiones físicas que caracterizan a este modelo, se pueden escribir:

$$\left. \begin{aligned} \varepsilon_r &= \frac{1}{E_1} \sigma_r - \frac{\mu_1}{E_1} (\sigma_\theta + \sigma_z) \\ \varepsilon_\theta &= -\frac{\mu_1}{E_1} \sigma_r + \frac{1}{E} (\sigma_\theta - \mu \sigma_z) \\ \varepsilon_z &= -\frac{\mu_1}{E_1} \sigma_z + \frac{1}{E} (\sigma_z - \mu \sigma_\theta) \\ \gamma_{rz} &= \frac{\tau_{rz}}{G_1} \end{aligned} \right\} \quad (IX.18)$$

Siendo:

$E(r, z)$; $E_1(r, z)$: Son respectivamente el módulo de deformación para la dirección tangencial al plano de isotropía y para una dirección normal a este plano.

$\mu(r, z)$; $\mu_1(r, z)$: Son respectivamente el coeficiente de Poisson para la deformación que se produce tangencialmente a la superficie de isotropía por una compresión que ocurre también en dicha dirección y para una compresión que ocurre normal a esa superficie.

$G(r, z)$; $G_1(2, z)$: Módulo al corte, que caracteriza la variación de los ángulos en planos tangenciales y normales respectivamente, a la superficie de isotropía.

Para el caso de considerarse la deformación en el plano $r\theta$, se obtienen las siguientes expresiones físicas:

$$\left. \begin{aligned} \varepsilon_r &= \frac{1 - \frac{E}{E_1} \mu_1^2}{E_1} \left[\sigma_r - \frac{\mu_1 (1 + \mu)}{1 - (\frac{E}{E_1}) \mu_1^2} \sigma_\theta \right] \\ \varepsilon_\theta &= \frac{1 - \mu_1^2}{E} \left[\sigma_\theta - \frac{(\frac{E}{E_1}) \mu_1}{1 - \mu} \sigma_r \right] \\ \gamma_{r\theta} &= \frac{\tau_{r\theta}}{G_1} \end{aligned} \right\} \quad (IX.19)$$

Siendo:

$$E = E(r, \theta)$$

$$E_1 = E_1(r, \theta)$$

$$\mu = \mu(r, \theta)$$

$$\mu_1 = \mu_1(r, \theta)$$

Si simultáneamente, a considerar la tarea en el plano, se considera un caso de simetría de eje, entonces las expresiones físicas son:

$$\left. \begin{aligned} \varepsilon_r &= \frac{1 - \frac{E}{E_1} \mu_1^2}{E_1} \left[\sigma_r - \frac{\mu_1 (1 + \mu)}{1 - (\frac{E}{E_1}) \mu_1^2} \sigma_\theta \right] \\ \varepsilon_\theta &= \frac{1 - \mu^2}{E} \left[\sigma_\theta - \frac{(\frac{E}{E_1}) \mu_1}{1 - \mu} \sigma_r \right] \end{aligned} \right\} \quad (IX.20)$$

Siendo:

$$E = E(r)$$

$$E_1 = E_1(r)$$

$$\mu = \mu(r)$$

$$\mu_1 = \mu_1(r)$$

$$\theta_1 = \theta_1(r)$$

En un caso particular heterogéneo e isótropo (donde $E = E_1$, $\mu = \mu_1$ y $e = G_1$) y considerando la incompresibilidad del macizo, o sea ($\mu = 0.5$) se obtiene:

$$\varepsilon_r = -\varepsilon_\theta = \frac{3}{4E(r)}(\sigma_r - \sigma_\theta) \quad (\text{IX.21})$$

Caso C:

Modelo lineal homogéneo e isótropo. Se caracteriza por las expresiones:

$$\left. \begin{aligned} \varepsilon_r &= \frac{1}{E} [\sigma_r - \mu (\sigma_\theta + \sigma_z)] & ; & \quad \gamma_{r\theta} = \frac{\tau_{r\theta}}{G} \\ \varepsilon_\theta &= \frac{1}{E} [\sigma_\theta - \mu (\sigma_r + \sigma_z)] & ; & \quad \gamma_{\theta z} = \frac{\tau_{\theta z}}{G} \\ \varepsilon_z &= \frac{1}{E} [\sigma_z - \mu (\sigma_r + \sigma_\theta)] & ; & \quad \gamma_{zr} = \frac{\tau_{zr}}{G} \end{aligned} \right\} \quad (\text{IX.22})$$

Siendo:

E, G, μ : Respectivamente módulo de deformación, modulo al cizallamiento y coeficiente de Poisson.

Estos coeficientes como se conoce se relacionan por:

$$G = \frac{E}{2(1 + \mu)}$$

O sea se necesita determinar experimentalmente solo 2 de estas constantes.

Cuando existe simetría con los ejes se obtiene:

$$\left. \begin{aligned} \varepsilon_r &= \frac{1}{E} [\sigma_r - \mu (\sigma_\theta + \sigma_z)] \\ \varepsilon_\theta &= \frac{1}{E} [\sigma_\theta - \mu (\sigma_r + \sigma_z)] \\ \varepsilon_z &= \frac{1}{E} [\sigma_z - \mu (\sigma_r + \sigma_\theta)] \\ \gamma_{zr} &= \frac{1}{G} \tau_{zr} \end{aligned} \right\} \quad (\text{IX.23})$$

Y en el caso de considerarse la deformación en el plano, se obtiene:

$$\begin{aligned}
 \varepsilon_r &= \frac{1-\mu^2}{E} \left(\sigma_r - \frac{\mu}{1-\mu} \sigma_\theta \right) \\
 \varepsilon_\theta &= \frac{1-\mu^2}{E} \left(\sigma_\theta - \frac{\mu}{1-\mu} \sigma_r \right) \\
 \gamma_{r\theta} &= \frac{1}{G} \tau_{r\theta}
 \end{aligned}
 \quad \left. \vphantom{\begin{aligned} \varepsilon_r \\ \varepsilon_\theta \\ \gamma_{r\theta} \end{aligned}} \right\} \quad (IX.24)$$

Por último, si se considera un caso en que se produzca simultáneamente simetría de eje y la deformación en el plano se obtiene:

$$\begin{aligned}
 \varepsilon_r &= \frac{1-\mu^2}{E} \left(\sigma_r - \frac{\mu}{1-\mu} \sigma_\theta \right) \\
 \varepsilon_\theta &= \frac{1-\mu^2}{E} \left(\sigma_\theta - \frac{\mu}{1-\mu} \sigma_r \right)
 \end{aligned}
 \quad \left. \vphantom{\begin{aligned} \varepsilon_r \\ \varepsilon_\theta \end{aligned}} \right\} \quad (IX.25)$$

Lo que puede simplificarse cuando $\mu = 0.5$, o sea cuando no se produce deformación volumétrica en el macizo.

$$\begin{aligned}
 \varepsilon_r &= \frac{3}{4E} (\sigma_r - \sigma_\theta) \\
 \varepsilon_\theta &= -\varepsilon_r
 \end{aligned}
 \quad \left. \vphantom{\begin{aligned} \varepsilon_r \\ \varepsilon_\theta \end{aligned}} \right\} \quad (IX.26)$$

Anteriormente se expresó que el macizo se deforma linealmente para el caso en que el campo tenso-deformacional actuante no exceda de una magnitud dada, lo que se puede denominar "Límite del Estado de Deformación Lineal". En los casos en que se supere este límite se rompe la dependencia lineal entre σ - ε y se manifiesta una dependencia no lineal.

La deformación no lineal en algunos macizos puede presentarse en el campo elástico y en otros como un proceso elasto-plástico (se recuerda que se habla solamente de medios continuos). Para el primer caso se examinan modelos elásticos no lineales y para el segundo caso modelos elasto-plásticos no lineales.

En la teoría de la plasticidad se utiliza "El Concepto de Deformación Activa" cuando las tensiones generalizadas en un punto dado en el momento examinado de carga, posee valores que superan a todos los

anteriores y “El Concepto de Carga Simple”, cuando todas fuerzas externas crecen proporcionalmente al parámetro general.

En la Mecánica de los Medios Continuos queda demostrado que durante “La Deformación Activa” y “La Carga Simple” se pueden utilizar las mismas expresiones físicas para los casos de elasticidad no lineal y elasto-plástico no lineal.

Examinando los procesos mecánicos que ocurren en los Macizos Rocosos, se puede apreciar que ellos en la mayoría de los casos cumplen con las condiciones de deformación activa y carga simple. Por lo que para los modelos antes mencionados es posible utilizar las mismas expresiones físicas.

Por ello se examina un modelo geomecánico generalizado de deformación no lineal para ambos casos, para el que son valederas las siguientes expresiones:

$$\left. \begin{aligned}
 \sigma_r - \sigma_{prom} &= 2 G \varphi (\varepsilon_r - \varepsilon_{prom}) \\
 \tau_{r\theta} &= 2 G \varphi \frac{\gamma_{r\theta}}{2} \\
 \sigma_\theta - \sigma_{prom} &= 2 G \varphi (\varepsilon_\theta - \varepsilon_{prom}) \\
 \tau_{\theta z} &= 2 G \varphi \frac{\gamma_{\theta z}}{2} \\
 \sigma_z - \sigma_{prom} &= 2 G \varphi (\varepsilon_z - \varepsilon_{prom}) \\
 \tau_{zr} &= 2 G \varphi \frac{\gamma_{zr}}{2}
 \end{aligned} \right\} \quad (IX.27)$$

y

$$\begin{aligned}
 \sigma_{prom} &= \frac{1}{3} (\sigma_r + \sigma_\theta + \sigma_z) \\
 \varepsilon_{prom} &= \frac{1}{3} (\varepsilon_r + \varepsilon_\theta + \varepsilon_z)
 \end{aligned}$$

Siendo:

φ : Una función que se determina experimentalmente, la que toma valores igual a la unidad en condiciones de deformación lineal antes del estado límite y valores menores a la unidad cuando se sobrepasa el estado de deformación límite.

Cuando se estudian deformaciones plásticas la deformación volumétrica prácticamente se puede tomar como nula. Por eso con un pequeño error se puede considerar a $\varepsilon_{prom} = 0$, de lo que se obtiene que $\mu = 0.5$.

Si a partir de esto se considera que existe simetría en los ejes y la deformación se analiza en el plano, se obtiene, sobre la base de las expresiones anteriores (IX.27), las expresiones físicas que caracterizan este caso:

$$\left. \begin{aligned} \varepsilon_r &= \frac{3}{4E\varphi} (\sigma - \sigma_\theta) \\ \varepsilon_\theta &= -\varepsilon_r \end{aligned} \right\} \quad (\text{IX.28})$$

Un caso particular de este modelo de deformación no lineal del macizo, es el modelo que caracteriza a un macizo plástico-ideal, (Por ejemplo: un macizo de arcilla plástica).

Para este tipo de modelo plástico - ideal del macizo se obtiene:

$$\sigma_r - \sigma_\theta = \sigma_0 \quad (\text{IX.29})$$

Siendo:

σ_0 : Tensión que corresponde al límite lineal de deformación del Macizo.

En muchas tareas de la mecánica de roca no se estudia íntegramente, el proceso de deformación del Macizo, sino las condiciones que rigen su estado límite, o sea el estado en que el dispone de su máxima capacidad portadora; después del cual se inicia un proceso de pérdida de capacidad portadora, lo que puede ocurrir en formas variadas (deformaciones plásticas, desarrollo del proceso de agrietamiento con la destrucción del macizo, destrucción frágil del macizo, etc.)

Esta forma de escribir las expresiones físicas, o sea cuando solo se hace referencia a las condiciones de tránsito a un estado límite se denominan ecuaciones del estado límite (algunos investigadores la denominan de equilibrio límite), las que corresponden a un tipo de modelo geomecánico de igual nombre que caracteriza el equilibrio límite en el macizo rocoso.

La expresión de equilibrio límite, según las componentes principales del campo tensional se expresa:

$$X(\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3) = 0 \quad (\text{IX.30})$$

Se conoce que la resistencia al cortante τ_R se expresa mediante la tensión normal σ_n , o sea:

$$|\tau_R| = f(\sigma_n) \quad (\text{IX.31})$$

Siendo:

f : Una función que se determina a partir de las características mecánicas de la roca.

Se considera que la expresión anterior ocurre en el momento en que se rompe el equilibrio. Teniendo en cuenta que en el punto dado pueden concurrir numerosos planos, el equilibrio será roto si la condición anterior se cumple aunque sea por uno de estos planos, o sea:

$$\text{Max } |\tau_c| - f(\sigma_n) = 0 \quad (\text{IX.32})$$

Por consiguiente para un estado límite del Macizo Rocoso en el punto examinado, la diferencia entre la magnitud de la tensión al cortante y una determinada función de la tensión normal, que actúan en el mismo plano es igual a 0.

En Mecánica de Rocas es muy común para cálculos prácticos emplear una aproximación lineal de la función f , o sea:

$$f = \sigma_n \tau_g \rho + k \quad (\text{IX.33})$$

Siendo:

ρ y k : Parámetros que se determinan experimentalmente con los círculos de tensiones de Mohr.

Sustituyendo (IX.33) en (IX.32) se obtienen las expresiones físicas que caracterizan el estado límite:

$$\max |\tau_c| - (\sigma_n \tau_g \rho + k) = 0 \quad (\text{IX.34})$$

La expresión obtenida para el modelo de equilibrio límite (IX.33) es válida para un macizo ligado (lógicamente la representación de este modelo para otras formas de comportamiento del macizo se hace por otras expresiones).

Sí se analiza un modelo de equilibrio límite para el caso de un macizo ligado y se considera que el proceso ocurre en un medio idealmente plástico, (o sea $\rho = 0$) entonces:

$$\max |\tau_c| - k = 0 \quad (\text{IX.35})$$

En tanto que para el caso de un macizo constituido por material suelto, (o sea $k \approx 0$), se obtiene:

$$\max |\tau_c| - \sigma_n \tau_g \rho = 0 \quad (\text{IX.36})$$

Escribiendo la expresión de equilibrio límite (IX.34) y utilizando las componentes de las tensiones principales (IX.30) y analizando el caso de deformación en el plano (como en el análisis anterior), se obtiene:

$$\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} - \left[\frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} + k \cot(\rho) \right] \operatorname{sen}(\rho) = 0 \quad (\text{IX.37})$$

Para el caso de una envolvente lineal de los círculos de tensiones se tiene que:

$$\sigma_c = \frac{2k \cos(\rho)}{1 - \operatorname{sen}(\rho)} \quad (\text{IX.38})$$

Y utilizando la relación

$$\lambda = \frac{\operatorname{sen}(\rho)}{1 - \operatorname{sen}(\rho)}$$

Se puede escribir la expresión (IX.37), como:

$$\sigma_1 - (2\lambda + 1) \sigma_3 = \sigma_c \quad (\text{IX.39})$$

Para el caso en que se produzca una deformación simétrica respecto al eje Z y se considere que $\sigma_1 > \sigma_3$ y la deformación del macizo se oriente según la dirección del eje Z, se obtiene la siguiente expresión de equilibrio límite:

$$\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\cos \rho} - (\sigma_1 + \sigma_3) T_g \rho = \sigma_c \quad (\text{IX.40})$$

Con vistas a representar la expresión de equilibrio por las componentes del tensor de tensiones, es necesario emplear, para cada caso de análisis, la correspondiente fórmula de transformación. Por ejemplo si se analiza el caso de deformación en el plano, la fórmula de transformación será:

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_1 \\ \sigma_2 \end{array} \right\} = \frac{\sigma_\theta + \sigma_r}{2} \pm \sqrt{\left(\frac{\sigma_\theta - \sigma_r}{2} \right)^2 + \tau_{r\theta}} \quad (\text{IX.41})$$

Si simultáneamente a la deformación en el plano se considera que hay simetría, se tiene que $\tau_{r\theta} = 0$ y de acuerdo a la expresión anterior

$$\sigma_1 = \sigma_2 \text{ y } \sigma_3 = \sigma_r \quad (\text{IX.42})$$

Y entonces las expresiones de equilibrio será:

$$\sigma_\theta - (2\lambda + 1) \sigma_r = \sigma_c \quad (\text{IX.43})$$

Como muestra la experiencia acumulada durante el estudio de los macizos rocosos, el hecho de que se alcance y sobrepase el estado límite del macizo rocoso, no significa que él ha perdido totalmente su capacidad portadora, la que en gran medida depende del estado del proceso de deformación que se produzca más allá del estado límite.

Los modelos geomecánicos del macizo rocoso, que refleja el estado deformacional más allá del estado límite se representan por la siguiente expresión física.

$$X(\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3, \varepsilon_1, \varepsilon_2, \varepsilon_3) = 0 \quad (\text{IX.44})$$

Si en la superficie σ_θ se produce una deformación plana, de acuerdo a las expresiones antes vistas (al estudiar deformación más allá del límite), la ecuación anterior se puede escribir:

$$\sigma_1^* = (2\lambda + 1) \sigma_3 + \sigma_c - E^* \varepsilon_1' \quad (\text{IX.45})$$

Siendo:

σ_1^* : Magnitud de la tensión principal σ_1 en un estadio de deformación más allá del límite.

ε_1' : Magnitud de la deformación longitudinal en un estadio más allá del límite.

E^* : Módulo de deformación en un estadio de deformación más allá del límite.

Para el caso en que ocurra una deformación simétrica respecto al eje Z, la última expresión se escribe:

$$\sigma_\theta^* = (2\lambda + 1)\sigma_r + \sigma_c - E^* \varepsilon_\theta' \quad (\text{IX.46})$$

Esta expresión refleja un modelo geomecánico en que inicialmente se fortalece el macizo.

Todos los modelos geomecánicos vistos; con deformación lineal, con deformación no lineal, que se encuentran en un estado de equilibrio límite, más allá del límite, insuficientemente reflejan las condiciones de deformación que realmente ocurren en el macizo.

Se conoce, a partir de muchos estudios realizados, que los procesos mecánicos que ocurren en el macizo dependen del tiempo, o sea que las expresiones físicas, además de las componentes tensionales y de deformación deben contener el factor tiempo.

Habitualmente a estas expresiones físicas que contienen el factor tiempo se las denomina ecuaciones de estado.

Se examina como ilustración un modelo geomecánico con deformación lineal en un macizo con características elasto-plástica viscosa, que posee un limitado escurrimiento de las deformaciones y es capaz de relajarse.

Para el caso en que exista simetría con los ejes y se considera que la deformación se produce en el plano, partiendo de la condición de la incompresibilidad del macizo, se obtiene la siguiente expresión de estado.

$$\left. \begin{aligned} a_1 \frac{\sigma_r - \sigma_\theta}{2} + a_2 \frac{\partial}{\partial t} \left(\frac{\sigma_r - \sigma_\theta}{2} \right) &= a_3 + a_4 \varepsilon_r + a_5 \frac{\partial \varepsilon_r}{\partial t} \\ \varepsilon_\theta &= -\varepsilon_r \end{aligned} \right\} \quad (\text{IX.47})$$

$$\left. \begin{aligned} 0 \\ \frac{d \varepsilon_r}{dt} &= \frac{a_2}{a_5} \frac{\partial}{\partial t} \left(\frac{\sigma_r - \sigma_\theta}{2} \right) + \frac{a_1}{a_5} \left(\frac{\sigma_r - \sigma_\theta}{2} \right) - \frac{a_4}{a_5} \varepsilon_r - \frac{a_3}{a_5} \\ \varepsilon_\theta &= -\varepsilon_r \end{aligned} \right\} \quad (\text{IX.48})$$

Siendo:

$$a_1 = 1$$

$$a_2 = t_0$$

$$a_3 = \sigma^*$$

$$a_4 = 2G_\alpha$$

$$a_5 = G_0 t_0$$

t_0 : Tiempo de Relajamiento.

σ^* : Coeficiente que caracteriza el estado de tensión límite en el caso de que el macizo pase de un estado físico a otro (posee dimensiones de tensión).

$G_\infty = \frac{G_0}{\alpha}$: Módulo de corte a largo plazo (estático).

G_0 : Módulo de corte instantáneo (dinámico).

α : Parámetro Reológico.

Además para el caso de modelos de macizos heterogéneos todos los parámetros mencionados dependen de las coordenadas.

A partir de las expresiones (IX.47 y IX.48) se pueden obtener expresiones que caracterizan situaciones particulares, que reflejan distintas características reológicas del macizo, o sea representan casos de distintos modelos con deformación lineal que tienen en cuenta el factor tiempo.

Así se tiene:

- 1) Para $a_4=0$, se obtiene un modelo del macizo elasto-viscoso-plástico con un limitado escurrimiento de las deformaciones y capaz de relajarse.
- 2) Para $a_4=0$ y además $a_2=0$, se obtiene un modelo elasto-viscoso-plástico del Macizo con un limitado escurrimiento de la deformación, pero no capaz de relajarse.
- 3) Para $a_3=0$, se obtiene un modelo elasto-viscoso del Macizo con un limitado escurrimiento de la deformación y capaz de relajarse.
- 4) Para $a_3=0$ y $a_2=0$, se obtiene un modelo elasto-viscoso del macizo con un limitado escurrimiento de la deformación, y no es capaz de relajarse.
- 5) Para $a_3=0$ y $a_4=0$, se obtiene un modelo elasto-viscoso del Macizo sin limitaciones del escurrimiento de las deformaciones y capaz de relajarse.
- 6) Para $a_3 = 0$, $a_2 = 0$ y $a_4 = 0$, se corresponde con un modelo viscoso ideal del Macizo.

Durante el planteamiento de las expresiones (IX.47 y IX.48) se supone que ellas están sustentadas en las principales regularidades de la teoría de las pequeñas deformaciones elasto-plásticas y que los parámetros a_1, a_2, a_3, a_4 y a_5 vistos anteriormente pueden ser determinadas por trabajos experimentales.

En el sector a la derecha de la siguiente figura se representan las curvas del escurrimiento de las deformaciones $\varepsilon(t)$, obtenidas del ensayo a la compresión lineal de un material arcilloso, para el caso de distintas tensiones $(\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3, a_4)$, en tanto que la parte izquierda las curvas $\sigma(\varepsilon)$ para distintos momentos (t_1, t_2, t_3, t_4) .

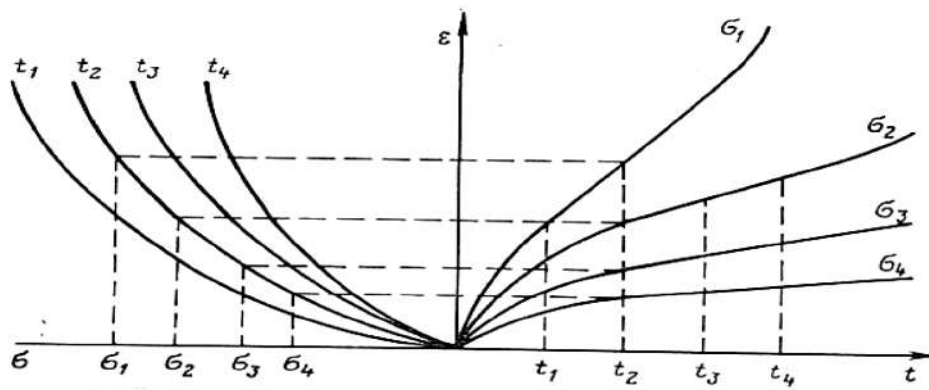


Figura IX.3.-Gráfico de escurrimiento de las deformaciones

Se puede diferenciar el proceso de escurrimiento no establecido $\varepsilon \neq 0$ y el caso de escurrimiento establecido $\varepsilon = 0$.

En la figura anterior se puede observar, que el proceso de escurrimiento no establecido se observa cuando $t < t_2$ y el establecido para $t > t_2$. En construcción subterránea habitualmente se analizan largos intervalos de tiempo, o sea en estos casos el escurrimiento habitualmente alcanza a establecerse.

Para esta situación la determinación de los parámetros de las expresiones (IX.47 y IX.48) significativamente se simplifican.

Para macizos rocosos de la primera clase (ver acápite III.4.1 del presente título), según sus características reológicas, se observa un escurrimiento de deformaciones y un relajamiento de tensiones limitado.

Esta situación se puede representar por un modelo geomecánico elasto-viscoso con deformación lineal que posee un limitado escurrimiento de las deformaciones y relajamiento de tensiones, a partir de las expresiones (IX.47 y IX.48) con las siguientes consideraciones:

$$a_1 = 1$$

$$a_2 = t_0$$

$$a_3 = 0$$

$$a_4 = 2G_\infty$$

$$a_5 = G_0 t_0$$

En este caso las expresiones físicas que se obtiene son:

$$\left. \begin{aligned} \frac{\partial \varepsilon_r}{\partial t} = \frac{1}{2G_0} \frac{\partial}{\partial t} \left(\frac{\sigma_r - \sigma_\theta}{2} \right) + \frac{1}{2G_0 t_0} \left(\frac{\sigma_r - \sigma_\theta}{2} \right) - \frac{1}{\alpha t_0} \varepsilon_r \end{aligned} \right\} \quad (IX. 49)$$

y

$$\varepsilon_0 = -\varepsilon_r$$

En tanto que las rocas arcillosas, que poseen un escurrimiento ilimitado de las deformaciones y son capaces de relajarse, se corresponden según sus propiedades reológicas, con macizos de la segunda clase.

En este caso un modelo geomecánico elasto-viscoso con deformación lineal con un escurrimiento ilimitado y capaz de relajarse se puede representar a partir de las expresiones (IX.47 y IX.48) con las siguientes consideraciones:

$$a_1 = 1$$

$$a_2 = t_0$$

$$a_3 = 0$$

$$a_4 = 0$$

$$a_5 = 2G_0 t_0$$

Obteniéndose la expresión física siguiente:

$$\left. \begin{aligned} \frac{d\varepsilon_r}{dt} &= \frac{1}{2G_0} \frac{\partial}{\partial t} \left(\frac{\sigma_r - \sigma_\theta}{2} \right) + \frac{1}{2G_0 t_0} \left(\frac{\sigma_r - \sigma_\theta}{2} \right) \\ y \\ \varepsilon_0 &= -\varepsilon_r \end{aligned} \right\} \quad (\text{IX. 50})$$

X



Determinación de la resistencia del macizo rocoso

La resistencia del macizo es un parámetro de gran importancia, que es necesario conocer para evaluar las características de cualquier macizo y su capacidad de asimilar diferentes situaciones de carga, tanto en el laboreo de excavaciones, como en el análisis de su estabilidad y también para la elección y diseño de los métodos de estabilización y sostenimiento.

En la actualidad se emplean 2 vías fundamentales para la valoración de la resistencia del macizo:

- Usando diferentes teorías de resistencia
- Con el empleo de métodos ingenieriles de carácter empírico para su estimación.

X.1) Teorías de resistencia

En la actualidad no existe una teoría universal de resistencia, que permita estudiar todos los procesos y fenómenos que ocurren en el macizo rocoso; es por ello que habitualmente se emplean teorías que solo reflejan las principales particularidades del mecanismo de deformación-destrucción del macizo rocoso.

X.1.1) Antecedentes

Observando el desarrollo histórico de las teorías de resistencia se ve que la tendencia ha sido construir ecuaciones, que representen la mayor cantidad de aspectos del proceso de destrucción, los que se establecen en la práctica.

A continuación se hace un resumen de las principales teorías de resistencia empleadas para el estudio del macizo rocoso, señalándose en lo posible sus ventajas y defectos.

En la actualidad existen muchas teorías de resistencia, las cuales no coinciden unas con otras (en lo referente al criterio de destrucción del material).

Las primeras teorías de resistencia que fueron formuladas son:

Teoría de la mayor tensión normal: Esta teoría formulada por Galileo en el año 1688 se considera una de las más antiguas.

Según esta teoría la situación de peligro para cualquier material ocurre cuando las máximas tensiones normales actuantes alcanzan un valor

que se considera crítico, aquí no se considera para nada la acción de otras tensiones.

Debido a lo anterior, la diferencia de comportamiento de los materiales sometidos a estados lineales, biaxiales y triaxiales no se considera. Esto limita considerablemente la aplicación de esta teoría, tanto para materiales frágiles, como para los plásticos-viscosos y por ende para la roca. La condición de resistencia según esta teoría se da por la siguiente expresión:

$$\sigma_1 \leq [\sigma] \quad (X.1)$$

Siendo:

σ_1 : Tensión normal máxima que actúa.

$[\sigma]$: Resistencia permisible para el material en cuestión.

Teoría de la deformación máxima: Es otra de las teorías más antiguas, formulada por Marriot en el año 1682.

A diferencia de la teoría anterior en ésta se parte del criterio de que el estado crítico del material viene dado por su deformación (alargamiento o acortamiento).

Para el caso de un estado tensional volumétrico, dentro de los límites de deformación elástica, la condición de resistencia se da por la expresión:

$$\varepsilon_{max} = \frac{1}{E} [\sigma_1 - \mu (\sigma_2 + \sigma_3)] \leq \frac{\sigma}{E} \quad (X.2)$$

Siendo:

ε_{max} : Deformación máxima

$\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$: Componentes principales del estado tensional

E: Módulo de elasticidad

μ : Coeficiente de presión.

Experimentalmente se ha comprobado que esta teoría para cuerpos frágiles da resultados satisfactorios, no así para materiales plásticos y viscosos.

Teoría de la mayor tensión tangencial. Esta teoría, formulada en el año 1773, considera que la destrucción del material se produce al cortante.

La condición de resistencia según esta teoría, viene dada por la expresión:

$$\tau_{max} = \frac{\sigma_1 - \sigma_2}{2} \leq [\tau] \quad (X.3)$$

Siendo:

$[\tau]$: Resistencia permisible al cortante del material

Experimentalmente se ha demostrado que esta teoría da resultados satisfactorios para materiales con propiedades plásticas y que tengan valores cercanos de los límites de resistencia a compresión y tracción.

X.1.2) Teorías más empleadas.

Algunas se analizan a continuación

Teoría que evalúa el macizo a partir del campo tensional existente.

Esta teoría evalúa la resistencia del macizo, solo a partir del campo tensional existente.

Para este caso la ecuación general de resistencia es:

$$f(\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3) = 0 \quad (X.4)$$

Siendo:

$\sigma_1 > \sigma_2 > \sigma_3$: Tensiones principales

Si se analiza el aspecto histórico de esta teoría, se puede observar que las primeras propuestas solo tenían en cuenta la tensión principal máxima (σ_1) posteriormente aparecieron criterios que tenían en cuenta la tensión máxima y la mínima (σ_1 y σ_3). En los últimos años se desarrollan teorías de resistencia, que tienen en cuenta también la magnitud de la tensión σ_2 , lo que para el estudio de macizos rocosos profundos es de gran importancia.

Esta teoría solo da una descripción externa del proceso de destrucción, ya que no estudia su mecanismo interior.

Este aspecto del proceso de destrucción es desarrollo en la teoría de resistencia que estudia los micro-defectos del macizo y la roca o la también llamada "Teoría de formación del agrietamiento", sin embargo, el desarrollo analítico en esta teoría que, permita el estudio detallado del proceso solo ha llegado hasta el análisis de un sistema de grieta. Lo concerniente al estudio de varias grietas o más aun de varios sistemas de grietas, no se ha trabajado lo suficiente.

Los estudios “*in situ*” realizados del proceso de destrucción del macizo y los experimentos hechos en trabajos de laboratorio demuestran, que teniendo solo en cuenta la magnitud del campo tensional, sin considerar la deformación, en muchos casos no puede definir, si ocurre o no la destrucción del macizo.

Por ejemplo, una alta concentración de tensiones en el frente de trabajo para limitados desplazamientos del contorno, no necesariamente con lleva a la destrucción y desprendimientos de roca. En otras palabras, existen ocasiones en que la ecuación general no describe totalmente lo que acontece en el macizo.

Teoría deformacional de resistencia

Vinculado a esto, se ha desarrollado la denominada “Teoría deformacional de resistencia”, que tiene en cuenta el diagrama de deformación de la roca, incluido el sector más allá del estado límite. Según esta teoría la ecuación de resistencia viene dado por:

$$f = (\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3, \varepsilon_1, \varepsilon_2, \varepsilon_3) = 0 \quad (X.5)$$

Siendo:

$\varepsilon_1 > \varepsilon_2 > \varepsilon_3$: Los componentes de las deformaciones principales.

Las teorías de resistencia hasta aquí vistas, no estudian la dependencia de las características de resistencia del macizo con el tiempo y las condiciones de carga.

Teorías de resistencia que tienen en cuenta el factor tiempo

De las teorías de resistencia que tienen en cuenta el factor tiempo, la que ha recibido mayor difusión en la práctica, es la teoría cinética de resistencia, que tiene en cuenta, tanto el tiempo, como los aspectos relacionados con la temperatura en el proceso de destrucción.

Para el caso general de un estado tensional complejo la ecuación de resistencia es:

$$f(\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3, t, T) = 0 \quad (X.6)$$

Siendo t, el tiempo y T, temperatura

El principal defecto de esta teoría, es la no dependencia de la destrucción en el macizo, del grado de deformación que el presenta.

Para dar solución a estas deficiencias se puede usar por ejemplo, la teoría deformacional de la resistencia, introduciendo aspectos de la teoría cinética, en la ecuación general; o sea,

$$f(\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3, \varepsilon_1, \varepsilon_2, \varepsilon_3, t \text{ y } T) = 0 \quad (\text{X.7})$$

Y con esta expresión se da en la actualidad un máximo nivel de representación del proceso de destrucción en el macizo rocoso.

X.2) Métodos ingenieriles para estimar la resistencia del macizo

Para estimar la resistencia del macizo en la actualidad se conocen numerosos métodos ingenieriles, de los cuales los más difundidos son:

1. Criterio basado en la construcción de la envolvente a los círculos de tensiones.
2. Método propuesto por Hoek y Brown.
3. Método propuesto por Smirniakov y Timofeev
4. Propuesta desarrollada por Laubscher.
5. Método de Palmstrom.

X.2.1) Método basado en la construcción de la envolvente a los círculos de tensiones.

Es uno de los métodos más usados (o sea utilizando la teoría de resistencia de Mohr en una forma simplificada). Al documento grafo – analítico que se obtiene, en algunos países se le da el nombre de Pasaporte o Documento de Resistencia.

La peligrosidad de uno u otro estado tensional (que se representa por círculos en un sistema de coordenadas τ, σ), va a estar determinada en dependencia de que ellos corten a la envolvente o estén por debajo de ella. En el primer caso se produce la destrucción del material, mientras que en el segundo las tensiones actuantes están por debajo del límite de destrucción.

Según este método se pueden construir tantos círculos de tensiones como se quiera; el centro de cada círculo de tensiones va a encontrarse a una distancia del eje de coordenada de $\frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2}$ y su radio va a ser $\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2}$. En forma general la ecuación de la envolvente a dichos círculos se describe de la siguiente forma:

$$\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} = f \left(\frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} \right) \quad (X.8)$$

La determinación de la función anterior por cada material se realiza experimentalmente.

La envolvente a los círculos de tensiones representa de una forma bastante completa las características de resistencia; si se conoce la ecuación de la envolvente o se tiene su representación gráfica, se puede establecer las características de resistencia del macizo, para cualquier tipo de estado tensional.

En la figura X.1 se representa la construcción de una envolvente a dos círculos de tensiones. En esta figura la magnitud OA, representa el límite de resistencia a la tracción, en tanto la magnitud OM a la compresión lineal.

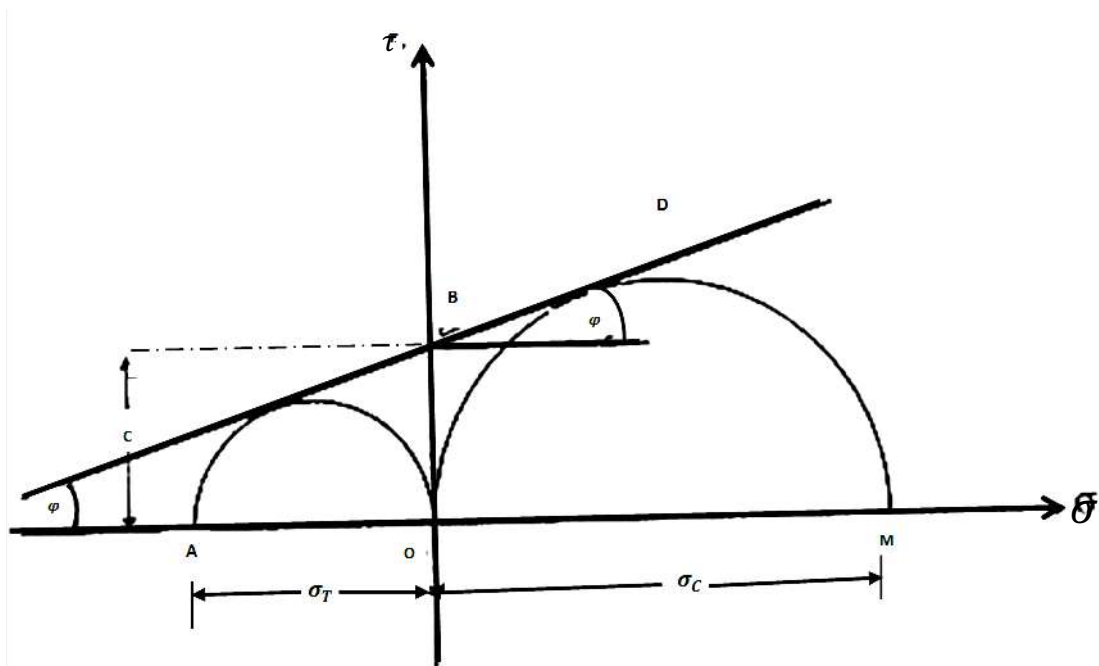


Figura X.1.- Representación de una envolvente lineal

Del gráfico se puede tomar el tramo BD como recto, esto no introduce un error apreciable, por lo que se puede escribir:

$$\tau = c + \sigma_n t_g \varphi = c + \sigma_n f_0 \quad (X.9)$$

Siendo:

φ : Angulo de fricción interna. En el grafico corresponde al angulo formado entre el eje de las abscisas y la tangente BD a la envolvente.

f_0 : Coeficiente de fricción interna

c : Fuerza de cohesión.

La envolvente puede ser representada, según la situación de análisis de diferentes formas: lineal (como es el caso acabado de analizar), cicloidial, parabólica e hiperbólica.

De igual forma para la construcción de este documento grafo – analítico, pueden ser usados diferentes métodos:

- Método basado en el cálculo de σ_t y σ_c
- Método de ensayo triaxial
- Método de corte con compresión
- Método de cálculo de Protodiakonov

El método basado en los resultados de σ_t y σ_c es bastante simple y consiste en determinar estos valores en estados lineales y representarlos en el sistema de coordenada τ, σ . Después de construido los círculos de tensiones se traza la tangente a ellos, la que se considera como envolvente.

El método del ensayo triaxial o método de Karman consiste en crear, en la muestra ensayada, el correspondiente estado tensional al establecer las tensiones límites, que corresponden al límite de destrucción del material ensayado. Para ellos variando la relación entre σ_1, σ_2 y σ_3 durante el ensayo en el triaxial, se pueden construir diferentes círculos de tensiones y posteriormente la envolvente a ellos.

El método basado en el ensayo a corte con compresión tiene la característica de que no se construyen círculos de tensiones, sino que la envolvente se traza mediante la unión de los diferentes puntos (dados por las magnitudes de τ y σ para los diferentes valores del angulo de ensayo de la matriz de corte, como se muestra en la figura X.2.

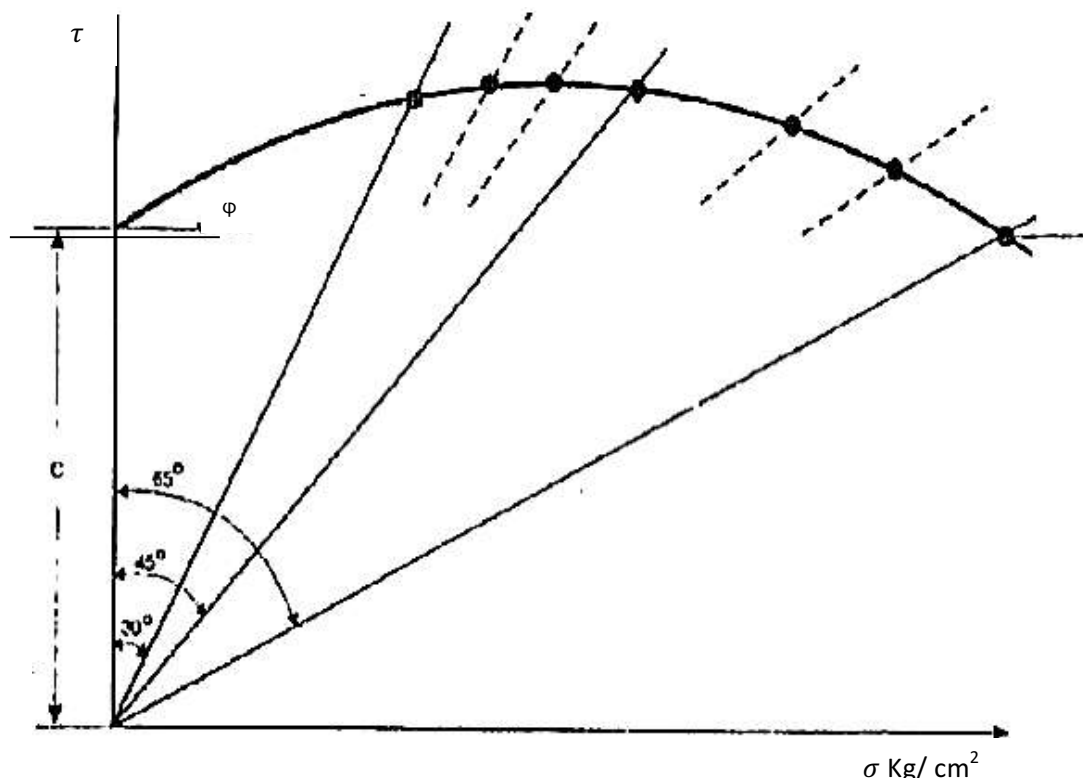


Figura X.2.- Envolvente construida por el método de corte con compresión

Por último el método de construcción de la envolvente desarrollado por M. Protodiakonov, parte de las siguientes premisas: El considera que existe una forma única de envolvente para todas las rocas, la que en un sistema de coordenadas x – y se expresa:

$$y_{max} \left(\frac{\chi^2}{\chi^2 + a^2} \right)^{3/8} \quad (X.10)$$

Siendo:

$y - \tau$: Tensión tangencial en el plano de destrucción

$\chi = \sigma + \sigma_t$ " Suma de la resistencia a la tensión normal (σ) en el caso de compresión lineal y la resistencia a la tracción multilateral

a : Parámetro de forma de la envolvente.

Además del análisis de la expresión anterior Protodiakonov plantea que la envolvente se caracteriza por dos parámetros; la resistencia máxima

al cortante ($\gamma_{max} = \tau_{max}$) y el parámetro a . El dice que la relación τ_{max}/a para las rocas es casi constante e igual a 0,73.

X.2.2) Método Propuesto por Hoek y Brown

Otra vía muy usada para estimar la resistencia de los macizos rocosos, es la propuesta por Hoek y Brown, cuya expresión de cálculo se da a continuación.

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sigma_c \left(m_b \frac{\sigma_3}{R_c} + S \right)^a, \quad (X.11)$$

Siendo:

σ_1 y σ_3 : Tensiones principales efectivas

m_b : Valor de la constante m de Hoek y Brown para el macizo rocoso

R_c : Resistencia a compresión lineal de la roca intacta.

S y a : Constantes que dependen de las características del macizo estudiado

Los valores de σ_c y m_i (constante de Hock y Brown para la roca intacta), se deben determinar a partir de una valoración estadística de los resultados obtenidos en ensayos triaxiales.

De no ser posible emplear esta vía, pueden ser obtenidos de las tablas dadas por Hoek y Brown para estimar σ_c y m_i respectivamente. (Ver tabla X.1 y X.2)

Tabla X.1.- Estimaciones de campo de la resistencia a la compresión uniaxial (Marinos y Hoek, 2000).

Grado*	Término	Resistencia a Compresión Uniaxial (MPa)	Índice De Carga Puntual (MPa)	Estimación en Campo de la Resistencia	Ejemplos
R6	Extremadamente resistente	>250	>10	El espécimen puede ser únicamente picado con martillo geológico	Basalto fresco, gneis, granito, cuarcita.
R5	Muy resistente	100- 250	4 - 10	El espécimen requiere algunos golpes de martillo geológico para ser fracturado.	Anfibolita, arenisca, basalto, gabro, gneis, granodiorita caliza, mármol, riolita, toba.
R4	Resistente	50 - 100	2 - 4	El espécimen requiere más de un golpe de martillo geológico para ser fracturado.	Caliza, mármol, filita, arenisca, esquisto, lutita.
R3	Medianamente resistente	25 - 50	1 - 2	El espécimen no puede ser raspado con una navaja de bolsillo, pudiendo ser fracturado con un simple golpe del martillo.	Arcillita, carbón, esquisto, lutita, limolita concreto.
R2	Débil	5 - 25	**	Puede ser mondado con dificultad con una navaja de bolsillo, un rasgo superficial puede ser hecho con un firme golpe de martillo	Creta, sal de roca y potasa.

R1	Muy débil	1 - 5	**	El espécimen se desmenuza bajo la acción de firmes golpes de martillo geológico y puede ser mondado por una navaja de bolsillo.	Roca altamente meteorizada o alterada
R0	Extremamente débil	0.25 - 1	**	Puede ser hendido por la uña.	Relleno rígido de falla.

- Grado de acuerdo con Brown (1981).
- ** Ensayos de carga puntual en rocas con una resistencia a la compresión uniaxial por debajo de 25 MPa son probables de producir resultados altamente ambiguos.

Tabla X.2.- Valores de las constantes m_i para la roca intacta, para cada grupo de roca. Nótese que los valores entre paréntesis son estimados (Hoek, 2000).

Tipo de Roca	Clase	Grupo	Textura			
			Gruesa	Media	Fina	Muy Fina
SEDIMENTARIAS	Clásticas		Conglomerado (22)	Arenisca (19)	Limolita (9)	Argilita (4)
			-----Grauvaca----- (18)			
	No Clásticas	Orgánicas	-----Creta----- (7)			
			-----Carbón----- (8-21)			
		Carbonáticas	Brecha (20)	Caliza esparística (10)	Caliza micrita (8)	
		Químicas	Yeso 16		Anhidrita 13	
METAMÓRFICAS	No foliadas		Mármol 9	Cornubianita (19)	Cuarcita 24	
	Ligeramente Foliadas		Migmatita (30)	Anfibolita 25 - 31	Milonitas (6)	
	Foliadas		Gneis 33	Esquisto 4 - 8	Filita (10)	Pizarra 9
INGEAS	Claras		Granito 33		Riolita (16)	Obsidiana (19)
			Granodiorita (30)		Dacita (17)	
			Diorita (28)		Andesita 19	
	Oscuras		Gabro (27)	Dolerita (19)	Basalto (17)	
			Norita (22)			
	Extrusivas tipo piroclásticas		Aglomerado (20)	Brecha (18)	Toba (15)	

Obtenido el valor m_1 , se puede calcular el de m_b por la expresión:

$$m_b = m_1 e^{\frac{(GSI-100)}{28}} \quad (X.12)$$

Los valores de las constantes a y S se determinan por las siguientes expresiones:

Si: $GSI > 25$

$$S = e^{\frac{GSI-100}{9}} \text{ y } a = 0,5 \quad (X.13)$$

Si: $GSI < 25$

$$S = 0 \text{ y } a = 0,65 - \frac{GSI}{200} \quad (X.14)$$

El valor del GSI se calcula a partir del RMR de Bieniawski, considerando al macizo completamente seco, (o sea el quinto parametro de la clasificacion vale 10) y considerando que la orientacion de las juntas es muy favorable (o sea que el ajuste por este concepto es 0)

Para un valor de RMR inferior a 25 no se puede utilizar esta via. Para obtener el GSI , en este caso se recomienda usar la expresion de Barton, con el empleo de sus cuatros primeros parametros, o sea:

$$Q' = \left(\frac{RQD}{J_r} \right) \chi \left(\frac{J_r}{J_a} \right) \quad (X.15)$$

A la relacion JW/SRF de la expresion de Barton se le da un valor de 1 y el valor del GSI se obtiene por la expresion:

$$GSI = 9 \log Q' + 44 \quad (X.16)$$

En dependencia de los objetivos, de la evaluacion de la resistencia tambien podria usarse, para la obtencion del valor GSI la tabla dada por Hoek y Brown para estimar dicho valor a partir de la descripcion geologica. (ver tabla X.3)

Tabla X.3.- Estimación del índice de resistencia geológica GSI basado en descripciones geológicas (ROCKSCIENCE, 2002).

CARACTERÍSTICAS DEL MACIZO ROCOSO PARA ESTIMAR LA RESISTENCIA A TRAVÉS DEL GSI.		SUPERFICIE	MUY BUENA (1)	BUENA (2)	REGULAR (3)	MALA (4)	MUY MALA (5)
Basándose en la apariencia de la roca, escoja la categoría que considere que proporciona la mejor descripción de las condiciones "medias" <i>in situ</i> no perturbadas							
ESTRUCTURA		DISMINUCIÓN DE LA CALIDAD DE SUPERFICIE⇒					
	Masiva o intacta Especímenes de roca intacta o roca masiva <i>in situ</i> con pocas discontinuidades ampliamente espaciadas.	DISMINUCIÓN DEL ENTRELAZAMIENTO DE LAS PIEZAS DE ROCA ⇐	90				
	Fracturada en bloques Macizo rocoso no perturbado y muy bien entrelazado, consistiendo en bloques cúbicos formados por tres familias ortogonales de discontinuidades.		80	70			
	Muy fracturada en bloques Macizo rocoso entrelazado, parcialmente perturbado con bloques angulares polifacéticos formados por cuatro o más familias de discontinuidades.			60	50		
	Fracturada en bloques perturbada/agrietada Plegada y/o fallada, con bloques angulares, formada por la intersección de algunas familias de discontinuidades. Estratificación o esquistocidad persistente.				40	30	
	Desintegrada Pobremente entrelazada, considerablemente fragmentada con una combinación de piezas redondeadas o angulares.					20	
	Cizallada/laminada Carece de blocosidad, el espaciado es próximo debido a los débiles planos de esquistocidad o de cizalla.						10

- (1) Superficies bien rugosas, frescas sin meteorización.
- (2) Rugosa, ligeramente meteorizada, superficies con manchas ferrosas.
- (3) Lisas, superficies moderadamente meteorizadas o alteradas.
- (4) Presencia de espejo de falla, superficies altamente meteorizadas con recubrimiento compacto o relleno: fragmentos angulares.
- (5) Espejo de falla, superficies altamente meteorizadas, con recubrimientos blandos de arcilla o rellenos.

X.2.3) Criterio dado por Smirniakov y Timofeev

Sobre este criterio formulado por numerosos investigadores a partir de finales de los años 60 del pasado siglo, se presentan variadas versiones, pero todas parten de una expresion conceptualmente unica, que se puede expresar, en su forma mas general por:

$$R_C^M = R_C * K_d * \xi * K_T \quad (X.17)$$

Siendo:

R_C^M : Resistencia a compresion del macizo

R_C : Resistencia lineal a compresion

K_d : Coeficiente de debilitamiento estructural

ξ : Coeficiente de resistencia a largo plazo

K_T : Coeficiente de tesura (estoicidad)

De la expresion anterior, la resistencia a compresion del macizo se obtiene a partir de considerar la magnitud de la resistencia lineal de la roca, la que es afectada por tres coeficientes (menores que la unidad).

Estos coeficientes tienen en consideracion:

- Grado de debilitamiento estructural del macizo (K_d), causado esto por la presencia de las discontinuidades.
- Grado de perdida de calidad del macizo (K_T), debido a la accion de la meteorizacion, ambiente suterrano y otras causas.
- Disminucion de la resistencia de la roca con el transcurso del tiempo.

La magnitud del coeficiente de debilitamiento estructural del macizo rocoso que caracteriza la existencia en él de agrietamiento, estratificacion y otras debilidades estructurales, depende de muchos factores, como se plantea en la siguiente funcion:

$$K_D = f \left(\frac{L}{l_c}, R_C, \frac{c_m}{c_c}, \frac{\alpha}{\rho_c} \right) \quad (X.18)$$

Siendo:

L/l_c : relacion entre la altura o ancho de la excavacion respecto a la dimension del elemento estructural del macizo (viene dado por la distancia entre grietas).

c_m/c_c : relacion entre la cohesion especifica en la roca monolitica y en el contacto de los elementos estructurales.

α/ρ_c : relacion entre el angulo α (angulo formado entre la superficie de debilitamiento y la direccion de la tension normal maxima) y el angulo de friccion de los contactos (ρ_c) de los elementos estructurales.

La dependencia del valor del coeficiente K_D con respecto a los elementos señalados y a otros factores aun no esta lo suficientemente estudiada. Este coeficiente puede ser determinado en trabajos que estudian las magnitudes del factor de escala.

Valores orientativos del coeficiente K_D que pueden ser usados a la hora de valorar la estabilidad de las excavaciones se dan en la siguiente tabla X.4.

Tabla X.4.- Valores del coeficiente K_D

Limite de la resistencia lineal a la compresion (MPa)	PARA DIFERENTES RELACIONES L/l_c							
	1	2	4	6	8	10	12	14
4.0	1.0	0.90	0.75	0.70	0.65	0.60	0.60	0.60
8.0	1.0	0.85	0.70	0.60	0.55	0.50	0.50	0.50
20.0	1.0	0.80	0.60	0.50	0.45	0.40	0.35	0.35
40.0	1.0	0.75	0.50	0.40	0.35	0.30	0.25	0.25
60.0 y mas	1.0	0.65	0.45	0.35	0.30	0.25	0.20	0.20

El valor del coeficiente de la resistencia a largo plazo ξ se obtiene a partir del ensayo de las rocas al escurrimiento de las deformaciones. Normalmente, para rocas que posean características de ruptura frágil el valor de ξ oscila entre 0.9 y 1.0 (por ejemplo areniscas, calizas, etc.), para rocas del tipo elasto – plástico ξ varía de 0.6 a 0.8 (esquistos) y para materiales como la arcilla ξ oscila de 0.4 a 0.6. Es necesario significar que el estudio de la variación de la resistencia a largo plazo, para los distintos tipos de rocas, exige aun un gran trabajo investigativo.

El coeficiente de tesura (estoicidad) K_T caracteriza la disminución de la resistencia de las rocas con el transcurso del tiempo a causa de los efectos de la erosión, el agua y la atmósfera subterránea entre otros factores. Este factor, para el caso de macizos subterráneos, aun no está lo suficientemente estudiado. Valores de este coeficiente para distintos tipos de roca se dan en la tabla X.5.

Tabla X.5.- Valores del coeficiente de K_T para distintos tipos de rocas.

TIPO DE ROCA	RESISTENCIA A COMPRESION, MPA	VALORES DE K_T
Porfiritas, basaltos, calizas fuertes, granitos y otras.	>80	0.95 a 1.0
Calizas de mediana fortaleza y otras rocas medianamente fuertes.	De 60 a 80	0.80 a 0.95
Argilitas y alebrolitas fuertes, calizas menos fuertes.	De 50 a 60	0.60 a 0.80
Argilitas y alebrolitas de mediana fortaleza	De 30 a 50	0.5 a 0.6
Argilitas y alebrolitas débiles, areniscas, caliza erosionada y otras rocas débiles.	De 20 a 30	0.3 a 0.5
Arcillas y rocas tipo arcilloso.	-	0.2 a 0.3

X.2.4) Propuesta de Palmstrom

Para evaluar la resistencia del macizo propone su índice RMI, que se basa en la reducción de la resistencia a causa de las afectaciones estructurales existentes en el macizo rocoso:

$$RMI = R_C * J_p \quad (X.19)$$

Siendo:

R_C : Resistencia lineal a compresión de la roca intacta, en muestra de 50mm de diámetro.

J_P : Parametro que depende del agrietamiento. Es un factor de reduccion.

El valor de J_P se puede calcular por:

$$J_P = 0.2\sqrt{J_C} * V_b^D \quad (X.20)$$

J_C : Factor de estdo de las grietas

V_b : Volumen de bloque

D : Coeficiente que depende del grado de perturbacion del macizo

El factor de estado de las grietas J_C se da por la expresion:

$$J_C = J_L \frac{J_R}{J_A} \quad (X.21)$$

Siendo:

J_R, J_L y J_A : Factores que describen la longitud, continuidad de la rugosidad y la alteracion de las grietas respectivamente.

El valor del coeficiente D se puede obtener de tablas elaboradas por Palmstrom o por la expresion:

$$D = 0.37 J_C^{-0.2} \quad (X.22)$$

Palmstrom relaciona su expresion, con la dada por Hoek y Brown para estimar la resistencia del macizo, o sea:

$$\sigma_{CM} = \sigma_c \sqrt{S} \quad (X.23)$$

Por lo que se obtiene que:

$$S = J_P^2 \quad (X.24)$$

Según Palmstrom los valores de m_b de Hoek y Brown, para el macizo rocoso, puede ser calculados por las expresiones siguientes:

Para macizos no peturbados

$$m_b = m_i J_P^{0.64} \quad (X.25)$$

Para macizos perturbados

$$m_b = m_i J_P^{0.857} \quad (X.26)$$

X.2.5) Resistencia del macizo rocoso (RMS), Según Laubscher

El RMS (Rock Mass Strenght) se obtiene a partir del IRS y del RMR_{LB} .

El RMS se puede calcular por la siguiente expresion:

$$RMS = 0.8 * IRS RMR_{LB} - P (IRS) / 80 \quad (X.27)$$

Siendo:

RMR_{LB} : Valor obtenido del índice de calidad geomecánica.

IRS : Es la resistencia uniaxial a compresión de la roca intacta.

P (IRS) : Es la puntuación que corresponde al valor de este parámetro, según la clasificación de Laubscher.

Laubscher define el valor del IRS como la resistencia uniaxial a compresión de la roca ubicada entre discontinuidades y plantea que en macizos heterogéneos debe considerarse un valor ponderado del mismo, teniendo en cuenta que tiende a ser preponderante el efecto del sector menos resistente.

Para la obtención de este valor promedio el propone el siguiente ábaco (ver figura X.3).

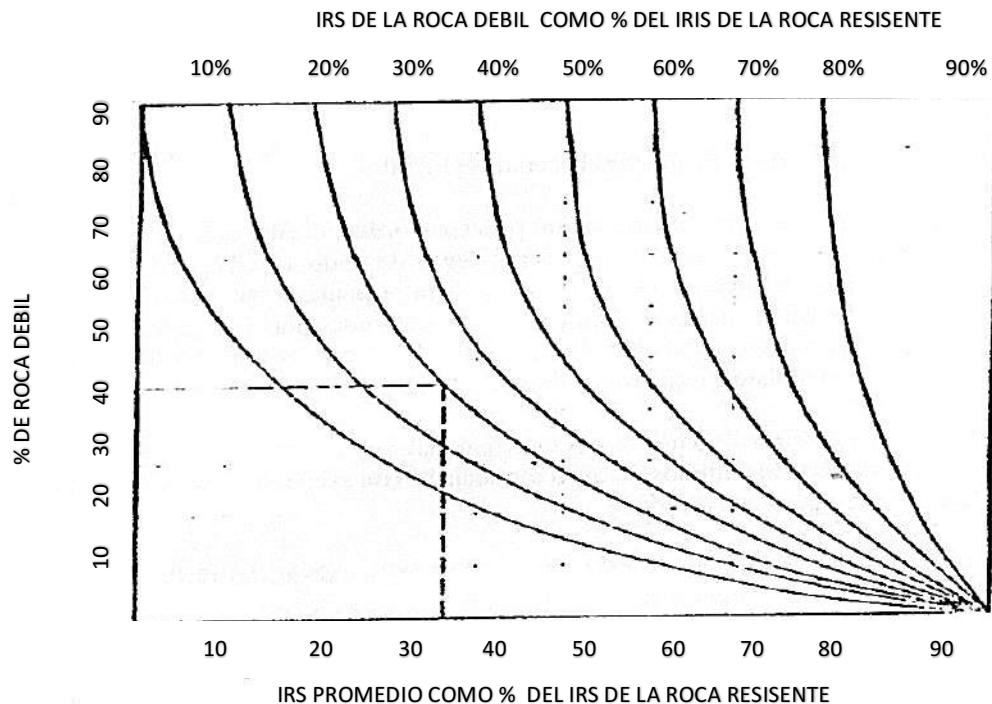


Figura X.3.- Abaco propuesto por Laubscher para el cálculo de ISR

Por ejemplo:

Si el IRS de la roca resistente, obtenido en trabajo de laboratorios es 100 MPa, el de la roca débil de 20 MPa y el porcentaje de roca débil en el macizo (obtenido de la evaluación geotécnica) es de un 45% se puede determinar la relación, entre el IRS de la roca débil con respecto al de la roca resistente dado en %.

A partir del valor obtenido se toma la curva del IRS de la roca débil respecto al de la roca fuerte de una 20% y con el porcentaje de roca débil existente, se define un punto de intersección en la curva que se proyecta el IRS promedio, dando un valor para este caso del 37%.

Teniendo en cuenta que el valor del IRS ha sido obtenido con muestras pequeñas y según Laubscher de los ensayos hechos por el en muestras grandes se obtiene que la resistencia es del 80% de las que se obtiene con muestras pequeñas, y que además el macizo rocoso se puede considerar como una muestra grande, el plantea que para este análisis el IRS debe ser reducido a un 80% del valor obtenido.

El valor de RMR_{LB} de calidad geomecánica (según Laubscher) se obtiene de la suma de los puntos obtenidos por los 3 parámetros de su clasificación, o sea

$$RMR_{LB} = P(IRS) + P\left(\frac{FF}{m}\right) + P(E.C) \quad (X.28)$$

Siendo:

$P(IRS)$: Puntos correspondientes al valor de la resistencia lineal a compresión de la roca intacta, según clasificación de Laubscher.

$P(FF/m)$: Puntos correspondientes al valor obtenido de la frecuencia de las discontinuidades por metro, según clasificación de Laubscher.

$P(E.C)$: Puntos obtenidos de la condición de las discontinuidades. Se obtiene a partir de la sinuosidad, rugosidad, características del material de relleno y condiciones de las paredes de las grietas.

XI



Empleo de los modelos geomecánicos para el estudio de los macizos rocosos

El modelo geomecánico se puede considerar como un elemento de enlace entre los modelos geológicos y los matemáticos, ya que en él se cuantifican los parámetros del modelo geológico con el objetivo de que puedan ser procesados en el modelo matemático.

Para elaborar los modelos geomecánicos hay que definir las propiedades geomecánicas del macizo rocoso y las de las discontinuidades, así como las tensiones existentes en el macizo.

Las propiedades mecánicas del macizo rocoso deben incluir el estudio de comportamiento de sus características, su anisotropía, la heterogeneidad que presente el macizo y su grado de fracturación y deterioro, además del análisis de la influencia que tiene el tamaño y las formas de las muestras de rocas que se ensayan sobre su resistencia (con vistas a obtener relaciones que permitan extrapolar los resultados de laboratorio a escala real).

También es importante valorar las causas y particularidades del proceso de rotura, tanto en las rocas, como en el macizo, definiéndose los criterios de rotura que prevalecen.

En dependencia de las características mecánico-estructurales del macizo y de los procesos que en él ocurren se pueden utilizar para su estudio diferentes modelos, los cuales en su conjunto abarcan una gran cantidad de situaciones y diferentes características que se presentan en los macizos.

Para el estudio de los modelos más empleados en la práctica, estos se van a agrupar según se considere al macizo como un medio continuo o como un medio discreto.

XI.1) Modelos para el estudio del macizo rocoso, cuando este se considera como un medio continuo.

Los modelos que más frecuentemente se emplean son: el elástico, el elasto-viscoso, el plástico - rígido, el elastoplástico (tanto el homogéneo como el heterogéneo) y el elasto-plasto-viscoso, con sus diferentes variantes.

Es conveniente aclarar que este análisis se hace solamente a partir de las características que presenta el medio rocoso, sin relacionarlo a ningún tipo de obra.

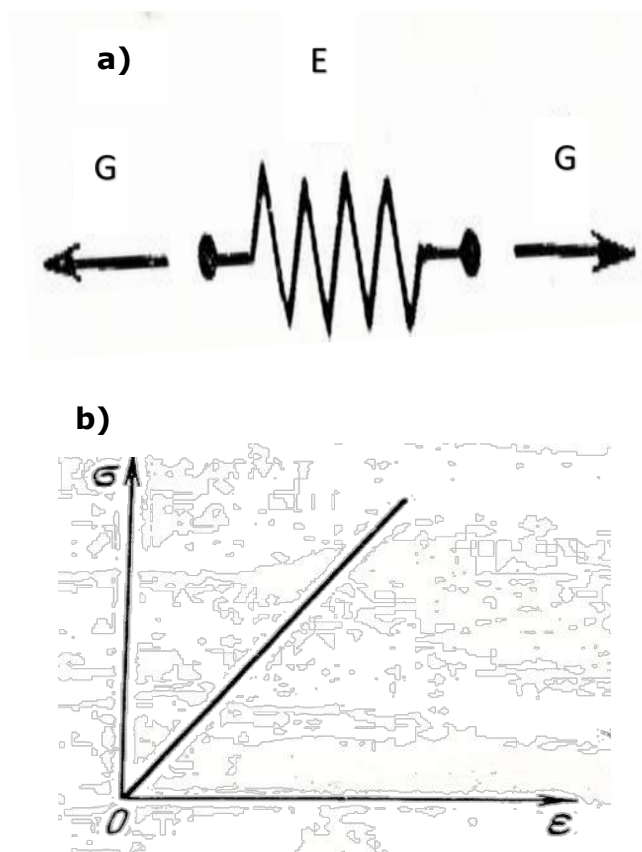
Cuando se particulariza el estudio de estos modelos a un determinado campo de acción (por ejemplo excavaciones subterráneas, taludes y otros) el análisis se enriquece y se pueden obtener diferentes conclusiones.

XI.1.1) Modelo elástico del macizo.

Representa a un medio elástico y lineal, o sea las tensiones y deformaciones se relacionan por dependencias lineales.

Como fundamento de este modelo están las propiedades elásticas de las rocas (dependencias cercanas a la lineal entre σ y ϵ), capacidad de recobrar su forma y dimensiones (dentro de determinados límites) después que cesa la carga y la capacidad de trasladar ondas elásticas. En los modelos elásticos todas estas cualidades de los macizos rocosos reales se idealizan.

Un medio elástico puede ser simplificado por un esquema estructural en forma de un muelle (ver figura XI.1 a).



**Figura XI.1.- Modelo elástico:
a) esquema estructural; b) diagrama de tensiones**

Caracterizado por la rigidez (módulo de elasticidad E), por las tensiones a tracción (σ) y por la deformación (ε) que sufre el muelle, que obedece a la ley de Hooke.

$$\sigma = \varepsilon * E \quad (XI.1)$$

Como se ilustra en el diagrama de la figura XI.1b.

Para el caso de un estado tensional volumétrico (triaxial), muy característico en los macizos rocosos, la ley generalizada de Hooke se presenta por la siguiente expresión:

$$\left. \begin{aligned} \varepsilon_x &= \frac{1}{E} [\sigma_x - \mu (\sigma_y + \sigma_z)] & ; & \quad \gamma_{xy} = \frac{\tau_{xy}}{G} \\ \varepsilon_y &= \frac{1}{E} [\sigma_y - \mu (\sigma_x + \sigma_z)] & ; & \quad \gamma_{yz} = \frac{\tau_{yz}}{G} \\ \varepsilon_z &= \frac{1}{E} [\sigma_z - \mu (\sigma_x + \sigma_y)] & ; & \quad \gamma_{zx} = \frac{\tau_{zx}}{G} \end{aligned} \right\} \quad (XI.2)$$

Siendo:

$\varepsilon_x, \varepsilon_y, \varepsilon_z$: Las deformaciones lineales en la dirección de las tensiones normales.

$\gamma_{xy}, \gamma_{yz}, \gamma_{zx}$: Deformaciones al cortante.

Es necesario significar, que el empleo de los modelos elásticos para el estudio en los macizos rocosos en muchos casos no exige que se cumpla la condición de que se recupere la forma y dimensiones iniciales después que cese a la carga que lo deformó (ya que habitualmente, como en el caso de las excavaciones subterráneas), las rocas sufren deformaciones en un solo sentido y es suficiente que la relación $\sigma - \varepsilon$ sea solo próxima a lineal).

Para estos casos el modelo elástico se puede identificar como un medio de deformación lineal, caracterizándose entonces sus propiedades no por el módulo de elasticidad, sino por el denominado módulo de deformación, el que se estudia independiente de la naturaleza de la deformación.

Para casos menos idealizados se pueden utilizar modelos que caracterizan a un medio elástico anisótropo, entre los cuales el más simple y de uso difundido es el que representa a un medio isótropo-transversal. Este modelo representa un medio que posee diferentes

propiedades en dos direcciones dadas por un plano de isotropía (ver figura XI.2).

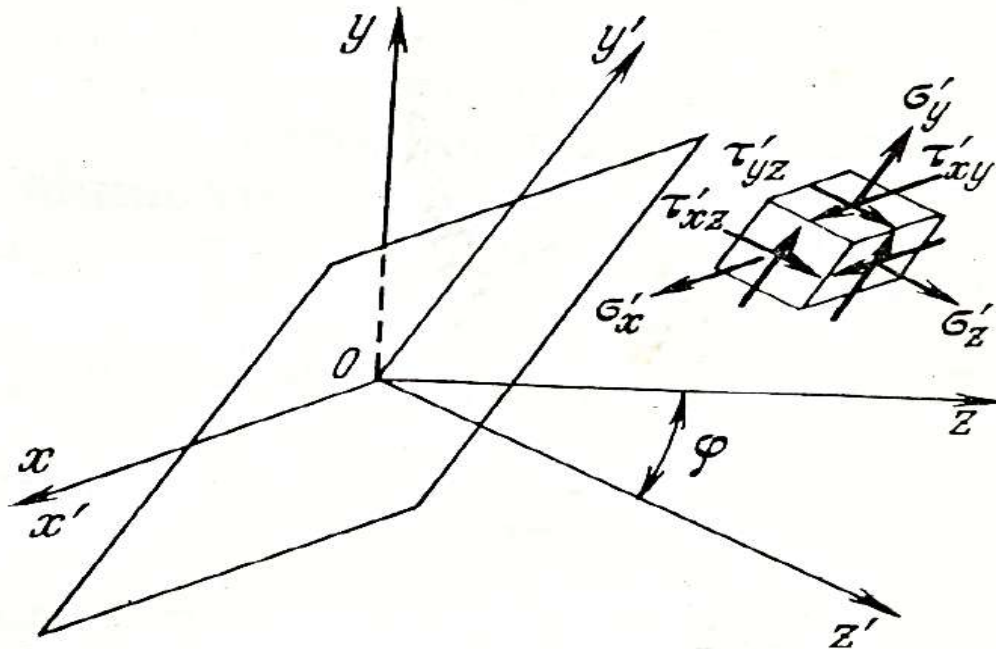


Figura XI.2.- Esquema de tensiones en un medio isótropo transversal

En este caso el medio va a poseer unas propiedades según el plano de isotropía y otras propiedades según el plano perpendicular.

Este modelo (transversal-isótropo) se utiliza para el estudio de macizos estratificados, que se pueden considerar como cuasi – homogéneos.

A diferencia del modelo anterior (elástico-isótropo), que se caracteriza solo por dos constantes elásticas (E y μ), las propiedades de este modelo se describe por cinco constantes independientes (E_1 , E_2 , μ_1 , μ_2 , G_c)

Siendo:

E_1 : Módulo de elasticidad (deformación) a tracción – compresión en el plano de isotropía.

E_2 : Módulo de elasticidad (deformación) en la dirección perpendicular al plano de isotropía.

μ_1 : Coeficiente de Poisson, que caracteriza el ensanchamiento en el plano de isotropía, durante la compresión en ese plano.

μ_2 : Coeficiente de Poisson, que caracteriza el ensanchamiento a lo largo del plano vertical, durante la compresión en el plano de isotropía.

G_c .- Módulo al cortante en el plano normal al de isotropía.

Para un medio isótropo-transversal las expresiones de la ley generalizada de Hooke, se escriben más simples para el sistema de coordenadas x', y', z' .

$$\left. \begin{aligned} \varepsilon'_x &= \frac{1}{E_1} [\sigma'_x - \mu_1 \sigma'_y - \mu_2 \sigma'_z] & ; & \gamma'_{xy} = \frac{\tau'_{xy}}{G_1} \\ \varepsilon'_y &= \frac{1}{E_1} [\sigma'_y - \mu_2 \sigma'_z - \mu_1 \sigma'_x] & ; & \gamma'_{yz} = \frac{\tau'_{yz}}{G_c} \\ \varepsilon'_z &= \frac{1}{E_1} \left[\frac{E_1}{E_2} \sigma'_z - \mu_2 \sigma'_x - \mu_2 \sigma'_y \right] & ; & \gamma'_{xz} = \frac{\tau'_{xz}}{G_c} \end{aligned} \right\} \quad (XI.3)$$

Siendo:

$$G_1 = \frac{E_1}{2(1 + \mu)}$$

El módulo al cortante G_c , que en un medio anisótropo no depende de las demás constantes, se puede determinar del ensayo de muestras de rocas a la compresión en una dirección que forme un ángulo de 45° con el plano de isotropía. Empleando la siguiente expresión:

$$G_c = \frac{1}{\frac{4}{E'_{1(45)}} - \frac{1-2\mu}{E_1} - \frac{1}{E_2}} \quad (XI. 4)$$

Siendo:

$E'_{1(45)}$: El módulo de elasticidad para el ensayo, según la dirección indicada.

El grado de anisotropía del medio (macizo rocoso) se puede caracterizar por dos coeficientes K y η , los que para el caso de una deformación plana (biaxial) del medio relativa al plano de isotropía, se pueden determinar:

$$K = \sqrt{\frac{E_1}{E_2}} \quad (XI. 5)$$

$$n = \sqrt{2K + m} \quad (XI. 6)$$

Siendo:

$$m = \frac{\frac{E_1}{G_C} - 2\mu_2(1 + \mu_1)}{1 - \mu_1^2} \quad (\text{XI. 7})$$

Para medios que se consideren isótropos se puede tomar $K=1$ y $n=2$.

Se debe subrayar que este es el caso más simple de un medio anisótropo. Existen otros muchos modelos elásticos que se pueden utilizar para caracterizar situaciones más complejas del macizo rocoso, pero en la práctica son poco empleados.

XI.1.2) Modelo elasto – viscoso.

La característica principal de este modelo es que refleja el escurrimiento de las deformaciones; o sea la propiedad de las rocas de deformarse con el tiempo a carga constante (ver figura XI.3) y también la propiedad de relajamiento de tensiones, o sea la disminución de las tensiones a deformación constante.

Para este medio (elasto – viscoso) en el estadio inicial (para un proceso de carga gradual) surgen deformaciones elásticas instantáneas y posteriormente se va a ir desarrollando el proceso de escurrimiento de las deformaciones.

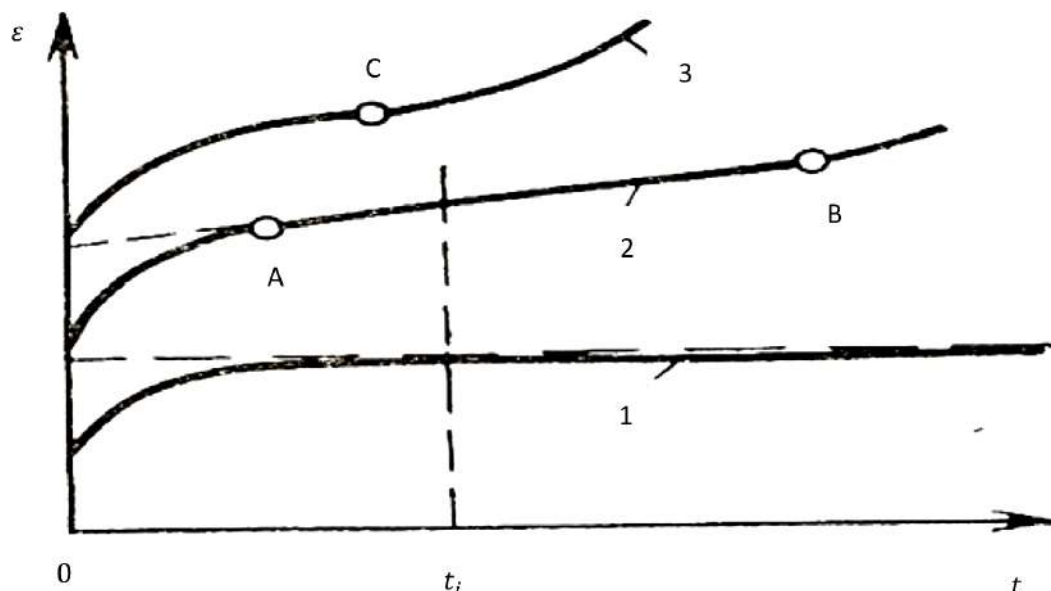


Figura XI.3.- Curvas de escurrimiento elástico para cargas escalonadas con distintos grado de tensiones.

- 1) Escurrimiento limitado; 2) Escurrimiento establecido;**
- 3) Escurrimiento no limitado**

La velocidad del escurrimiento de las deformaciones con el transcurso del tiempo disminuye y al pasar un cierto intervalo de tiempo puede hacerse nula (como se muestra en la curva 1 de la figura) o constante (como se ve en el tramo AB de la curva 2).

En el caso de que las tensiones actuantes sean elevadas, la curva del escurrimiento de las deformaciones puede tener dos tramos divididos por un punto de inflexión C (curva 3 del gráfico), que caracteriza en el primer tramo un escurrimiento que tiende a extinguirse y el segundo un brusco crecimiento de la velocidad de las deformaciones que conduce a la destrucción del medio.

La ordenada de la curva del escurrimiento de deformaciones, en cualquier momento, incluye una deformación elástica (ε_e) y una elasto – viscosa (ε_{ev}); o sea:

$$\varepsilon_t = \varepsilon_e + \varepsilon_{ev} \quad (\text{XI. 8})$$

Una idea general sobre las características del proceso de deformación de un medio elástico – viscoso lo dan los esquemas estructurales (ver figura XI.4), en los que conjuntamente con los elementos elásticos se incluyen los viscosos (en forma de un cilindro con émbolo agujereado conteniendo un líquido viscoso).

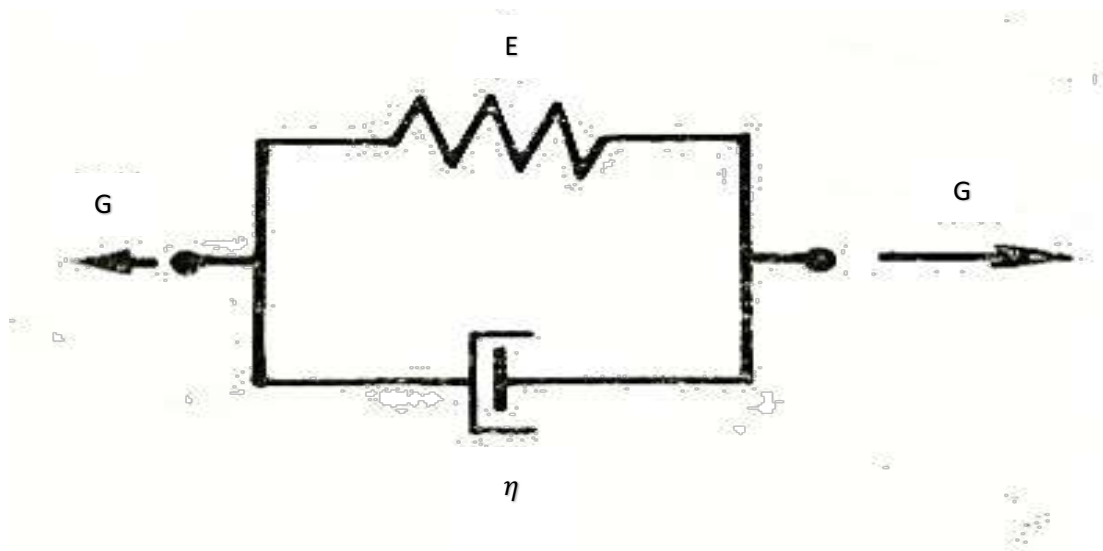


Figura XI.4.- Modelo de Kelvin- Voigth

En el elemento viscoso, como se conoce, la tensión es proporcional a la velocidad de deformación:

$$\sigma = \eta \frac{d\varepsilon}{dt} \quad (\text{XI. 9})$$

Siendo:

η : Coeficiente de viscosidad.

A continuación se analizan dos modelos estructurales para evaluar el proceso de escurrimiento de la deformación (ver figura XI.5).

Para el caso del modelo de Kelvin – Voigth (ver figura XI. 4) es válida la ecuación de estado siguiente:

$$\sigma = E\varepsilon + \eta \frac{d\varepsilon}{dt} \quad (\text{XI.10})$$

Si se integra esta expresión para una tensión constante (considerando que $t=0$ y $\varepsilon = 0$, se obtiene:

$$\varepsilon = \frac{\sigma}{E} \left[1 - e^{-\frac{E}{\eta}t} \right] \quad (\text{XI.11})$$

De lo cual se ve que en este caso la deformación que se produce en el proceso de escurrimiento tiende a una magnitud $\frac{\sigma}{E}$. De los resultados obtenidos con el empleo del modelo Kelvin – Voigth se ve que no concuerdan con los obtenidos experimentalmente, ya que este modelo no tiene en cuenta la deformación elástica inicial, ni el relajamiento de tensiones para una deformación constante.

Para lograr una descripción más cercana a lo real del proceso estudiado, se pueden emplear otros modelos estructurales más complejos, como por ejemplos los que se muestran en la figura XI.5.

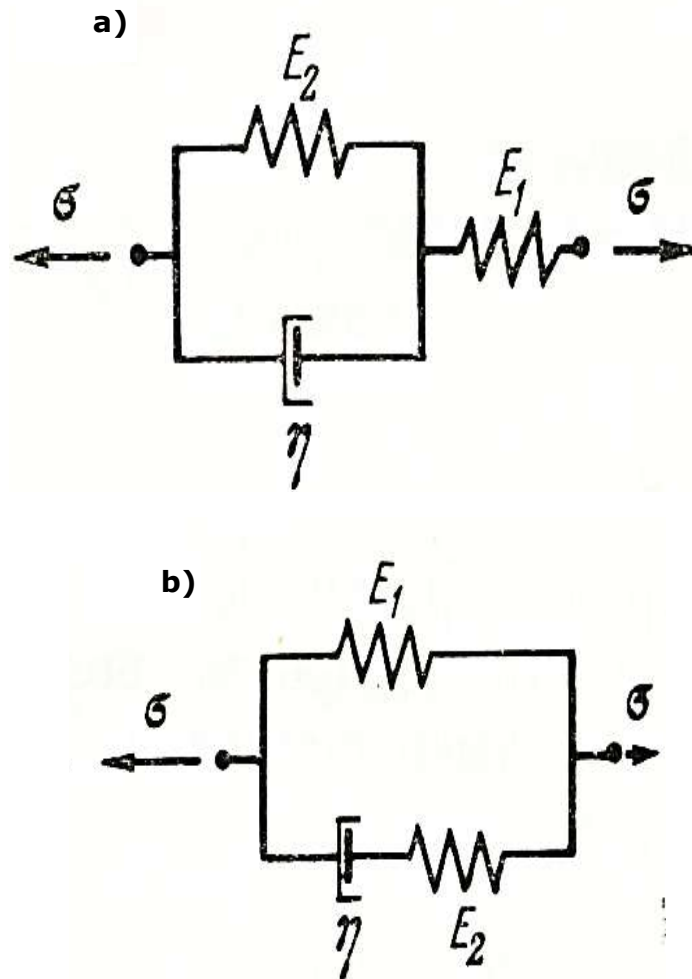


Figura XI.5: Esquemas estructurales de modelos elasto-viscoso
a) método de Prager, b) modelo de Pointing – Tomson

Para el caso de estos modelos se puede emplear la siguiente ecuación diferencial de estado:

$$\sigma + \eta \frac{d\sigma}{dt} = H\varepsilon + \varepsilon\eta \frac{d\varepsilon}{dt} \quad (\text{XI.12})$$

El valor de los coeficientes se da en la siguiente tabla:

Tabla XI.1. Valores de los coeficientes E , H y η

Modelo	E	H	η
El dado en la figura XI.5 a	E_1	$\frac{E_1 \cdot E_2}{E_1 + E_2}$	$\frac{\eta}{E_1 + E_2}$
El dado en la figura XI.5 b	$E_1 + E_2$	E_1	$\frac{\eta}{E_2}$

El coeficiente E representa el modelo de elasticidad instantáneo (para la deformación instantánea), H el módulo de elasticidad a largo plazo, siendo $H < E$.

Para procesos de deformación muy lentos en la expresión anterior los términos $d\sigma/dt$ y $d\varepsilon/dt$ se pueden despreciar y entonces se ve que en estos casos las deformaciones de estos modelos obedecen a la ley de Hooke, con un módulo de elasticidad a largo plazo, o sea:

$$\sigma = H \cdot \varepsilon \quad (\text{XI.13})$$

La anterior expresión generalizada de estado se puede analizar para dos situaciones típicas:

Para $\sigma = \text{constante}$ y para $\varepsilon = \varepsilon_0 = \text{constante}$

Para el caso en que $\sigma = \text{constante}$; en la expresión (XI.12) $\frac{d\sigma}{dt}$ se hace cero y queda:

$$\frac{\sigma}{E \cdot n} = \frac{d\varepsilon}{dt} + t \cdot \frac{H}{E \eta} \varepsilon \quad (\text{XI.14})$$

Si se integra la expresión anterior se obtiene:

$$\varepsilon = \frac{\sigma}{H} + c \cdot e^{-\frac{Ht}{En}} \quad (\text{XI.15})$$

Aquí la deformación con el transcurso del tiempo crece, acercándose asintóticamente a la magnitud.

$$\varepsilon = \frac{\sigma}{H} \left[1 - \left(1 - \frac{H}{E} \right) c \frac{Ht}{En} \right] \quad (\text{XI.16})$$

Para el caso $\varepsilon = \varepsilon_0 = \text{constante}$ de la ecuación XI.12 se obtiene:

$$\sigma = H \left[\varepsilon_0 + \left(\frac{\sigma_0}{H} - \varepsilon_0 \right) e^{-\frac{t}{n}} \right] \quad (\text{XI.17})$$

Por lo que para un largo periodo de tiempo la tensión en el material va a ir extinguiéndose tendiendo a una magnitud constante $H\varepsilon_0$ (o sea ocurre el relajamiento de tensiones).

Otra vía para el estudio de los medios elasto-viscosos es con el empleo de diferentes teorías, como son la teoría del envejecimiento y la teoría hereditaria, la que se pasa a ver brevemente.

La teoría hereditaria del escurrimiento de las deformaciones permite describir el proceso de deformación del material (en este caso el macizo rocoso) con el tiempo, teniendo en cuenta la historia tensional. La

teoría hereditaria lineal fue propuesta por L. Boltzman (1874) y posteriormente desarrollada por V. Walter.

De acuerdo con esta teoría la deformación del medio bajo la acción de esfuerzos externos continua aún después de que cesa su aplicación, siendo siempre la deformación proporcional a las tensiones actuantes en los diferentes momentos de tiempo (linealidad del proceso) lo que se conjuga entre sí (principio de superposición).

De acuerdo a esta teoría el escurrimiento de las deformaciones se puede escribir por la expresión integral dada por Walter:

$$\varepsilon(t) = \frac{\sigma(t)}{E} + \frac{1}{E} \int_0^t L(t - \tau) * \sigma(\tau) d\tau \quad (\text{XI.18})$$

Siendo:

$\sigma(t)$ y $\varepsilon(t)$: Las tensiones y deformaciones en el momento t .

τ : Tiempo que antecede al momento t .

$L(t)$: Una función de influencia.

Para el caso $\sigma(t) = \sigma_0 = \text{constante}$, de la expresión anterior (XI.18) se obtiene la ecuación del escurrimiento de las deformaciones.

$$\varepsilon(t) = \frac{\sigma_0}{E} \left(1 + \int_0^t L(\tau) d\tau \right) \quad (\text{XI.19})$$

Diferenciando ambas partes de esta expresión respecto a t y agrupando se obtiene:

$$L(t) = \frac{E}{\sigma_0} \frac{d\varepsilon(t)}{dt} \quad (\text{XI.20})$$

De lo que se obtiene que $L(t)$ representa una función de la velocidad del escurrimiento.

En tanto la función $L(t - \tau)$ representa el núcleo de la ecuación integral (XI.18). Resolviendo esta expresión respecto a $\sigma(t)$, se obtiene:

$$\sigma(t) = E\varepsilon(t) - \int_0^t k(t - \tau) \cdot \varepsilon(\tau) d\tau \quad (\text{XI.21})$$

Si se considera que $\varepsilon(t) = \varepsilon_0 = \text{constante}$, de la expresión anterior se obtiene la que caracteriza el relajamiento de tensiones con el tiempo:

$$\sigma(t) = E\varepsilon_0 \left(1 - \int_0^t k(\tau) d\tau \right) \quad (\text{XI.22})$$

Siendo:

$k(t)$ es una función de la velocidad del relajamiento.

$$k(t) = -\frac{1}{E\varepsilon_0} \frac{d\sigma(t)}{dt} \quad (\text{XI.23})$$

La expresión (XI.21) es la resolución de la (XI.18), además entre las funciones $L(t)$ y $k(t)$ existe una relación que permite conociendo una hallar la otra.

La expresión (XI.19) se puede escribir:

$$\varepsilon(t) = \frac{\sigma_0}{\bar{E}} \quad (\text{XI.24})$$

Siendo:

$\bar{E}$: Un operador de tiempo.

Se ha demostrado, que la teoría del escurrimiento lineal de las deformaciones se puede estudiar como una tarea de la teoría de la elasticidad, utilizando en lugar de las constantes elásticas operadores temporales en forma integral con el núcleo del escurrimiento. Este criterio permite resolver las tareas de la construcción subterránea en los que las condiciones de frontera y fuerza volumétrica pueden ser empleadas independiente del tiempo.

Muchas rocas, como ha sido demostrado en la práctica, cumplen con la teoría hereditaria lineal. Esta situación es cierta para cargas que no excedan del 70% de la de destrucción. Se debe aclarar, que el problema radica en que aún no están definidos los límites de carga para los diferentes tipos de rocas, para los que se cumplen las expresiones dadas por esta teoría.

Si se toma como núcleo de la expresión de escurrimiento:

$$L(t - \tau) = \delta (t - \tau)^{-\alpha} \quad (\text{XI.25})$$

Siendo:

δ y α : Parámetros del proceso de escurrimiento de la deformación.

Los valores de δ y α se pueden obtener de ensayos de laboratorio (ensayos a largo plazo).

La expresión (XI.19) del escurrimiento de las deformaciones, en este caso, se puede escribir:

$$\varepsilon(t) = \frac{\sigma_0}{E} \left(1 + \frac{\delta t^{1-\alpha}}{1-\alpha} \right) = \frac{\sigma_0}{E} \quad (\text{XI.26})$$

Basados en el gran número de experimentos realizados por numerosos investigadores se ha podido establecer que el parámetro adimensional δ tiene un valor aproximado a 0.7, independiente del tipo de roca. Este valor satisface también a otros materiales, como al acero, a otros metales y a algunos polímeros.

Y. Robotnov demostró que la tarea a resolver por la teoría hereditaria del escurrimiento se puede estudiar como una tarea de la teoría de la elasticidad, sustituyendo las constantes elásticas por operadores de tiempo en las expresiones de cálculo.

La dificultad en la solución de esta tarea utilizando esta vía dada por Robotnov viene dada en poder evaluar los operadores a emplear en las expresiones de cálculo. Sin embargo en muchas tareas de la mecánica de roca, para el caso de condiciones límites constantes, se puede superar esta dificultad utilizando el método de los módulos variables que consiste en sustituir los operadores $\bar{E}$ y $\bar{\mu}$ por funciones de tiempo y E_t y μ_t .

De la expresión (XI.26) se puede obtener las expresiones de la función del módulo de deformación temporal (E_t):

$$E_t = \frac{E}{1+\theta} \quad (\text{XI.27})$$

Siendo θ una función del escurrimiento.

$$\theta = \frac{\delta \cdot t^{1-\alpha}}{1-\alpha} \quad (\text{XI.28})$$

Y de la relación:

$$\frac{1-2\mu_t}{E_t} = \frac{1-2\mu}{E} = \text{constante} \quad (\text{XI.29})$$

Se puede obtener una función temporal para valorar el coeficiente de deformación transversal.

$$\mu_t = 0.5 - \frac{0.5-\mu}{1+\theta} \quad (\text{XI.30})$$

Los restantes operadores de tiempo se pueden obtener a partir de $\bar{\mu}$

$$G_t = \frac{E_t}{2(1-\mu_t)} = \frac{G}{1+\frac{3\theta}{2(1+\mu)}} \quad (\text{XI.31})$$

XI.1.3) Modelo rígido – plástico

Este modelo permite estudiar la capacidad del macizo rocoso (u otros materiales) ante las deformaciones plásticas (deformaciones irreversibles), magnitud de las cuales significativamente superan a las deformaciones elásticas, por cuya razón en este caso a estas últimas no se le ofrece atención.

Por esta causa en un medio rígido – plástico se diferencia un sector de deformación plástica y uno rígido. Los experimentos muestran que el mecanismo de deformación plástica se relaciona por el corte del material por un plano, debido a lo que el esquema estructural de un medio rígido – plástico se puede representar por un elemento de fricción (ver figura XI.6).

De este esquema se puede obtener directamente la condición de deslizamiento (condición de Coulomb – Mohr).

$$\tau = k + \sigma_n \operatorname{tg} \varphi \quad (\text{XI.32})$$

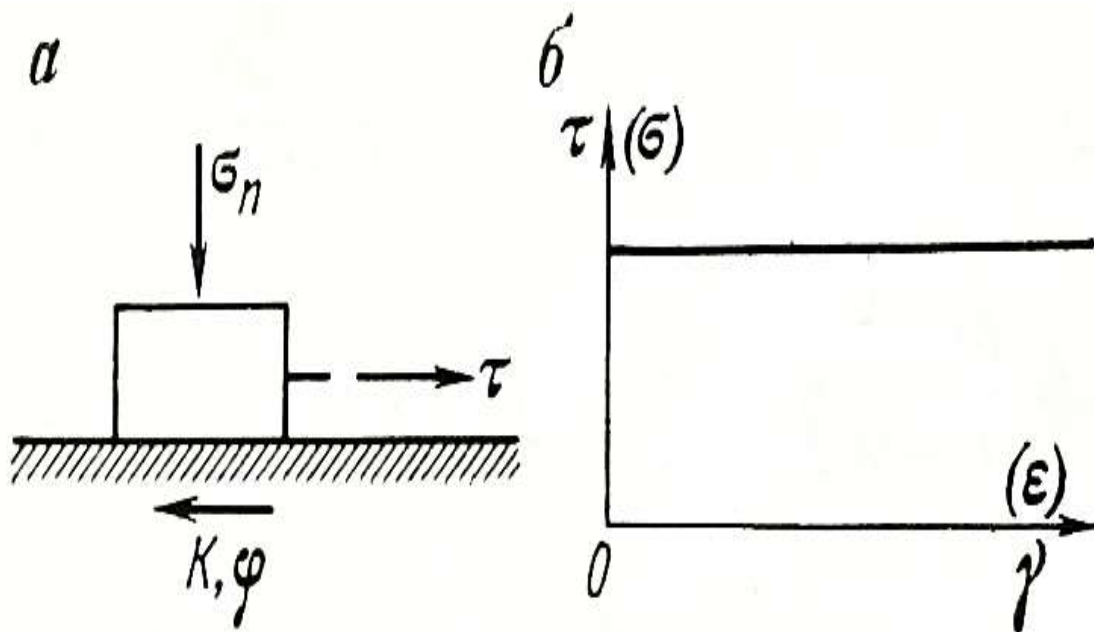


Figura XI.6.-a) Esquema estructural y (b) Diagrama de tensiones del modelo rígido-plástico.

Siendo:

σ_n : Tensión normal que actúa sobre el plano de deslizamiento.

k : Cohesión (resistencia al cortante, que no depende de la magnitud de la tensión normal).

φ : Ángulo de fricción interna.

Si el esfuerzo al cortante es menor que el que se obtiene por la expresión (XI.32) no se produce ninguna deformación (ver figura XI.6 b).

La condición anterior se denomina condición de estado límite. Esta condición se puede representar por los círculos límites de tensiones (ver figura XI.7 a). Del gráfico se puede observar que la condición de estado límite se cumple para dos planos inclinados respecto al plano de tensiones por un ángulo dado por la siguiente expresión (ver figura XI. 7 b).

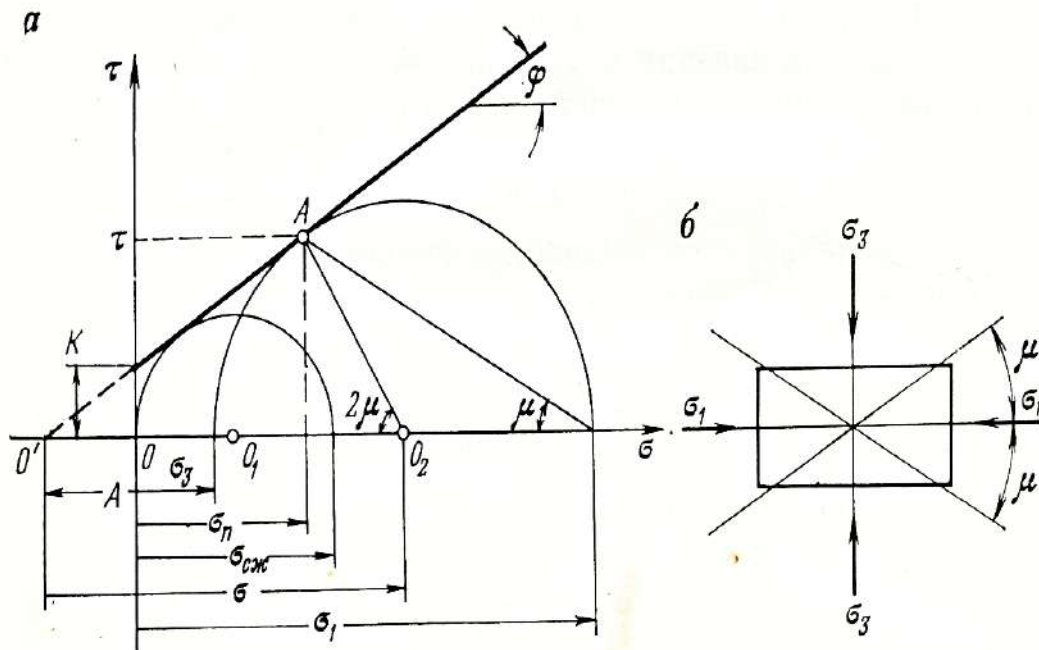


Figura XI.7.- Diagrama de los círculos de tensiones (a) y Orientación de los planos de deslizamiento relativo a las tensiones principales (b) en un medio elástico.

$$\omega = \pm \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) \quad (\text{XI.33})$$

Este plano se denomina "plano de deslizamiento".

Del diagrama dado en la figura XI.7a, se puede representar la condición de estado límite (XI.32) en función de las tensiones principales:

$$\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} = \left(\frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} + A \right) \operatorname{sen} \varphi \quad (\text{XI.34})$$

Siendo:

$$A = k \cot \varphi \quad (\text{XI.35})$$

Para el caso de $\sigma_3 = 0$, de esta fórmula se obtiene la expresión que permite calcular el límite lineal de la resistencia a compresión:

$$\sigma_c = \frac{2k \cos \varphi}{1 - \operatorname{sen} \varphi} \quad (\text{XI.36})$$

La condición de estado límite (XI.34) se puede presentar también de la siguiente forma:

$$\frac{\sigma_1 + A}{\sigma_3 + A} = \frac{1 + \operatorname{sen} \varphi}{1 - \operatorname{sen} \varphi} \quad (\text{XI.37})$$

De lo que se puede obtener otra forma de presentar la condición de estado límite:

$$\sigma_1 = \sigma_c + \beta \sigma_3 \quad (\text{XI.38})$$

Siendo:

$$\beta = \frac{1 + \operatorname{sen} \varphi}{1 - \operatorname{sen} \varphi}$$

La condición (XI.38) da una clara visión sobre el crecimiento de la resistencia del material (macizo rocoso) en condiciones de un estado volumétrico (triaxial).

Utilizando las conocidas fórmulas de las teorías tensionales:

$$\left. \begin{aligned} \sigma_1 &= \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} + \sqrt{\left(\frac{\sigma_x - \sigma_y}{2}\right)^2 + \tau_{xy}^2} \\ \sigma_3 &= \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} - \sqrt{\left(\frac{\sigma_x - \sigma_y}{2}\right)^2 + \tau_{xy}^2} \end{aligned} \right\} \quad (\text{XI.39})$$

Y colocándola en la expresión (XI.34), se obtiene una expresión de la condición de estado límite, dada en el sistema utilizado de coordenadas:

$$(\sigma_x - \sigma_y)^2 + 4\tau_{xy}^2 = (\sigma_x + \sigma_y + 2A)^2 \sin^2 \varphi \quad (\text{XI.40})$$

El proceso de deformación plástica es irreversible, como se mostró en el diagrama de tensiones visto anteriormente.

Para un medio plástico ideal la relación planteada entre tensiones y deformaciones plásticas no es posible.

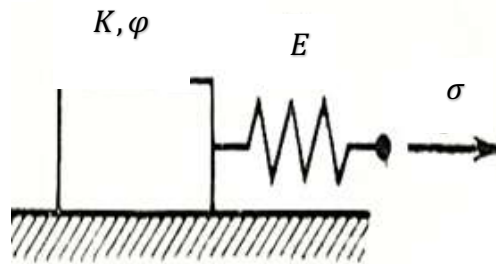
En la realidad cuando se alcanza el estado límite la deformación plástica se hace indeterminada

XI.1.4) Modelo elasto – plástico.

Se diferencia del rígido – plástico en que en este caso se tiene en cuenta la deformación elástica (ver figura XI.8).

Hasta un determinado límite, dado por las condiciones de estado límite (expresiones XI.38 y XI.40) en el modelo se desarrolla solamente deformaciones elásticas y cuando se llega a ese límite se comienzan a desarrollar las plásticas. Debido a esto en el macizo se puede diferenciar dos sectores de deformación el elástico y el plástico.

a)



b)

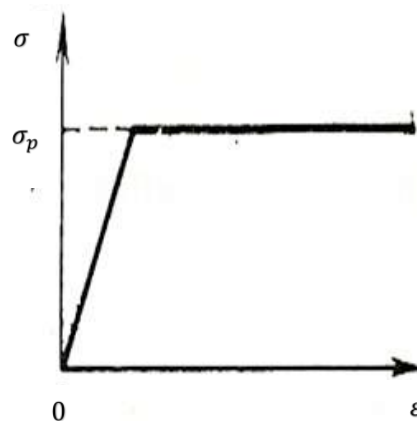


Figura XI.8.- Modelo elasto – plástico a) esquema estructural, b) diagrama de tensiones

La deformación plástica del macizo se puede estudiar mediante el empleo de la teoría de deformación plástica o con la teoría de fluidez plástica.

Para la teoría de deformación plástica es característico las siguientes expresiones:

$$\varepsilon_x - \varepsilon_0 = \psi (\sigma_x - \sigma_0) \quad \gamma_{xy} = 2\psi \tau_{xy} \quad (\text{XI.41})$$

$$\varepsilon_y - \varepsilon_0 = \psi (\sigma_y - \sigma_0) \quad \gamma_{yz} = 2x \tau_{yz} \quad (\text{XI.42})$$

$$\varepsilon_z - \varepsilon_0 = \psi (\sigma_z - \sigma_0) \quad \gamma_{zx} = 2x \tau_{zx} \quad (\text{XI.43})$$

Siendo:

x : Una función de las tensiones

Y los valores de ε_0 y σ_0

$$\varepsilon_0 = \frac{\varepsilon_x + \varepsilon_y + \varepsilon_z}{3} - \frac{\varepsilon_v}{3} \quad (\text{XI.44})$$

$$\sigma_0 = \frac{\sigma_x + \sigma_y + \sigma_z}{3} \quad (\text{XI.45})$$

Además

$$\sigma_0 = 3E_v \cdot \varepsilon_0 = \varepsilon_v E_v \quad (\text{XI.46})$$

Siendo:

E_v : Módulo de elasticidad volumétrico.

ε_v : Deformación volumétrica.

Y

$$E_v = \frac{E}{3(1-2\mu)} \quad (\text{XI.47})$$

Para tener en cuenta el aumento del volumen del macizo rocoso a causa de la deformación plástica se introduce el coeficiente ε_0 en la función del cortante máximo $\varepsilon_0 = f(\gamma_{max})$, y la correspondiente función ψ para la deformación elástica $\psi = \frac{1}{2G}$.

La deformación total para un modelo elasto-plástico considera la suma de las deformaciones elásticas y plásticas por lo que se obtiene que:

$$\psi = \frac{1}{2G} + \psi' \quad (\text{XI.48})$$

Y utilizando las expresiones de la ley de Hooke generalizada y las de la teoría de deformación plástica (XI.41, XI.42 Y XI.43) se obtiene:

$$\varepsilon_x = \frac{1}{E} [\sigma_x - \mu (\sigma_y + \sigma_z) + \psi' (\sigma_x - \sigma_0)] \quad (\text{XI.49})$$

$$\gamma_{yz} = \frac{\tau_{xz}}{G} + 2\psi' \tau_{xz} \quad (\text{XI.50})$$

Las ecuaciones físicas obtenidas de la teoría de la deformación plástica constituyen de hecho expresiones de un medio elástico no lineal. Su empleo para el estudio de procesos de deformación en el macizo rocoso se sustenta en el caso en que las deformaciones plásticas se desarrollen en direcciones determinadas acorde a los tipos de carga actuante.

Por su parte la teoría de la fluidez plástica establece el vínculo entre un aumento infinitesimal de las deformaciones y las tensiones y el de dicha tensiones con diferentes parámetros del proceso de deformación plástica.

Las ecuaciones diferenciales de la teoría de la fluidez se expresan en función de la velocidad de las deformaciones plásticas, recordando estas expresiones por su forma a las ecuaciones de fluidez de los líquidos viscosos (de ahí su nombre de teoría de fluidez).

En estas expresiones de la fluidez plástica no se introduce el factor tiempo, por lo que esto constituye la diferencia de ellas con respecto a la de fluidez viscosa.

XI.1.5) Modelo elasto – plástico heterogéneo.

En el caso anterior, modelo elasto – plástico homogéneo las propiedades del macizo rocoso se mantenían invariables en el proceso de deformación elasto – plástico.

Es conocido que para un amplio espectro de macizos rocosos es característico que se produzca un proceso de destrucción más o menos intenso, debido a lo cual la deformación plástica sin destrucción tiene un carácter limitado.

La destrucción de las rocas en el proceso de deformación plástica se produce en el sector de caída de tensiones después de alcanzar el límite de resistencia, lo que se muestra en el diagrama de deformación total.

Físicamente esto se relaciona con la variación de las propiedades mecánicas del macizo rocoso y de sus indicadores en el proceso de

deformación plástica, o sea el medio analizado en el sector plástico se hace heterogéneo.

La disminución de la resistencia de la roca deformada más allá del límite de resistencia se puede tener en cuenta introduciendo en las condiciones de estado límite una función de disminución de la resistencia.

Si se considera que la disminución de la resistencia se produce a cuenta de la pérdida de cohesión, para un ángulo de fricción interna invariable y relacionando la función de disminución de resistencia con la deformación volumétrica o con la condición de cortante máximo, entonces la condición de estado límite se puede escribir:

$$\sigma_1 - \sigma_3 - (\sigma_1 + \sigma_3) \operatorname{sen} \varphi - 2f(\varepsilon_v) k \cos \varphi = 0 \quad (\text{XI.51})$$

Siendo:

$f(\varepsilon_v)$: Función de disminución de la resistencia de la roca, que se puede obtener experimentalmente.

En la figura XI.9 se muestran diagramas de tensiones para estados lineales, para diferentes esquemas que consideran la destrucción de la roca.

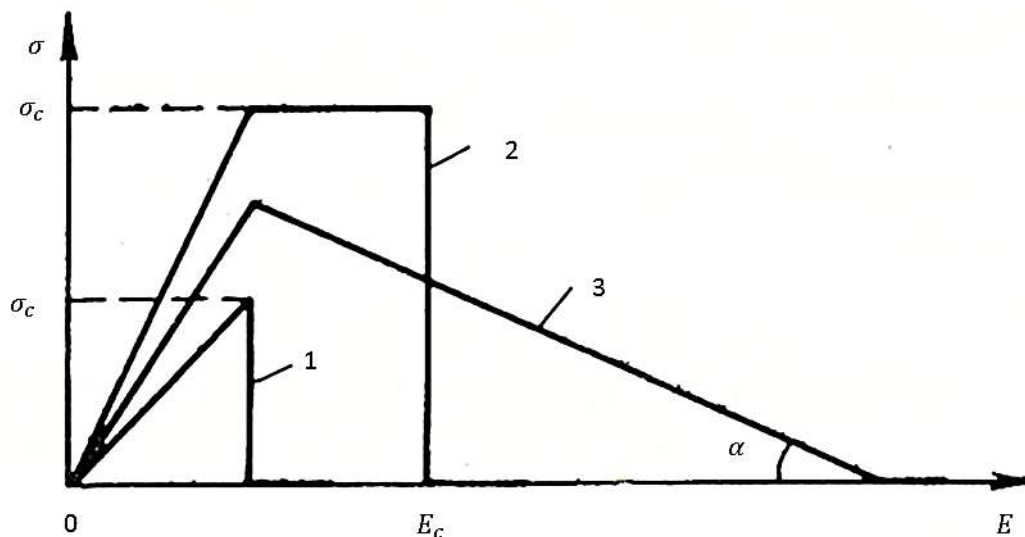


Figura XI.9.- Diagramas que contemplan la destrucción de la roca
1) Frágil; 2) Elasto-plástico con una limitada deformación plástica
3) Caracteriza la disminución gradual de la resistencia más allá del límite.

El diagrama 1 caracteriza un medio frágil ideal, en el cual el límite de elasticidad coincide con el de resistencia. Cuando se alcanza este límite ocurre la total destrucción del material.

El diagrama 2 caracteriza un medio en el cual se produce una etapa de deformación elástica y antes de la destrucción se produce un estadio de deformación plástica. Para este medio se puede emplear el criterio de resistencia siguiente:

$$\varepsilon_T = \varepsilon_L = \varepsilon_e + \varepsilon_p = \pi_e \varepsilon_e \quad (\text{XI.52})$$

Siendo:

ε_T : La deformación total en el límite de resistencia.

ε_e : Deformación elástica.

ε_p : Deformación plástica.

ε_L : Deformación límite.

π_e : Indicador, que caracteriza las propiedades plásticas de las rocas en el esquema estudiado.

$$\pi_e = \frac{\varepsilon_L}{\varepsilon_e} \quad (\text{XI.53})$$

Para el medio que se caracteriza en el diagrama 2 (figura XI.9) se pueden diferenciar tres sectores: el elástico, en el que la distribución de tensiones satisface a la ley de Hooke; el plástico, en el que la distribución de tensiones ocurre en correspondencia con las condiciones plásticas (estado límite) y el de destrucción para el cual es válida la condición de estado límite para el caso de cohesión nula.

En el medio, caracterizado por el diagrama 3, se describe el proceso de destrucción gradual del material después que se sobrepasa el límite de resistencia, que se caracteriza por el denominado Módulo de Caída (M), el que se expresa por:

$$M = ar \cot \alpha \quad (\text{XI.54})$$

El diagrama de deformación de la roca más allá del límite de resistencia es obtenido para los modelos (esquemas) analizados, sobre la base de experimentos en condiciones de deformaciones en el plano ($\varepsilon_2 = 0$ y $\varepsilon_3 = \varepsilon_v - \varepsilon_1$).

Usando la condición de estado límite de Coulomb – Mohr y teniendo en cuenta el ensanchamiento volumétrico de la roca en el proceso de deformación no elástico, se puede representar curvas de deformación de diferentes formas que caracterizan diferentes situaciones.

XI.1.6) Modelo elasto-plástico-viscoso.

Este modelo sirve para estudiar el desarrollo con el tiempo de deformaciones elásticas y plásticas. En dependencia de su esquema estructural este modelo incluye, en diferentes combinaciones, tres tipos de elementos: el elástico, el plástico y el viscoso.

Por ejemplo si se unen en paralelo un elemento plástico con uno viscoso y después se le añade uno elástico se obtiene el modelo presentado por Bingham (ver figura XI.10).

Para el caso de tensiones que no sobrepasen los límites elásticos (expresión XI.36) el medio se deforma con uno elástico, o sea:

$$\frac{d\sigma}{dt} = E \frac{d\varepsilon}{dt} \quad (XI.55)$$

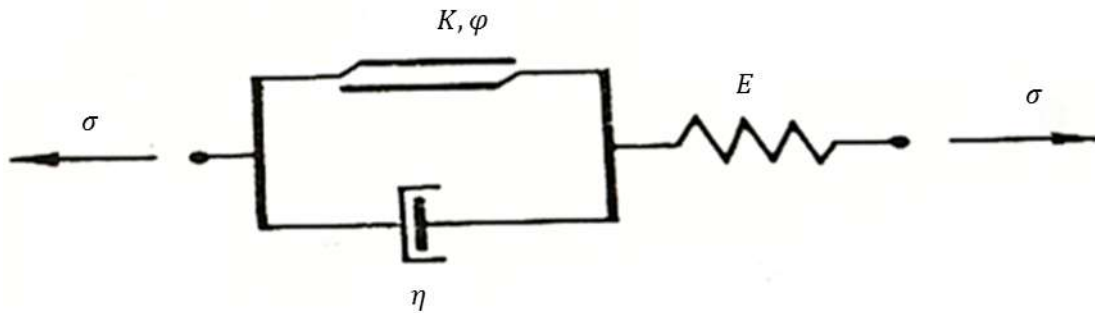


Figura XI.10: Modelo Shvedov-Bingham

Y cuando las tensiones sobrepasan el límite elásticos, se tiene un elemento viscoso, el que se deforma con una velocidad.

$$\frac{d\varepsilon}{dt} = \frac{\sigma - \sigma_{Lim}}{\eta} \quad (XI.56)$$

Siendo:

σ : La velocidad total de la deformación viene dada por

$$\frac{d\varepsilon}{dt} = \frac{1}{E} \frac{d\sigma}{dt} + \frac{\sigma - \sigma_L}{\eta} \quad (XI.57)$$

La curva del escurrimiento de las deformaciones para este modelo es recta, (ver figura XI.11) y proporcional a la diferencia $\sigma - \sigma_L$.

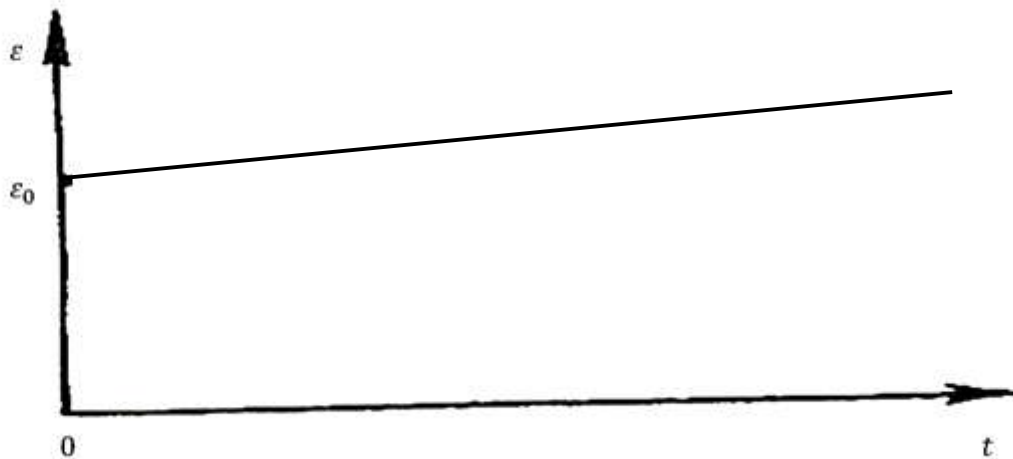


Figura XI.11.- Gráfico de escurrimiento para el medio Shvedov-Bingam

Para el caso $\sigma = \sigma_0$ constante, se obtiene que:

$$\varepsilon = \varepsilon_0 + \frac{\sigma_0 - \sigma_L}{\eta} t \quad (\text{XI.58})$$

Siendo:

ε_0 : Deformación inicial para un momento $t = 0$.

Para el caso de una deformación plasto -viscosa la relación entre tensiones y deformaciones es variable en dependencia del carácter de la carga, esto se puede comprobar resolviendo la expresión XI.57.

Para el caso de $\sigma = \sigma_0 =$ constante el diagrama de tensiones es similar al visto para un medio elasto -plástico (ver figura XI.8).

En el caso de una unión en serie de elementos elástico, plástico y viscoso (ver figura XI.12), se obtiene un medio, en el que $\sigma < \sigma_L$, que se comporta como un medio elásto - viscoso.

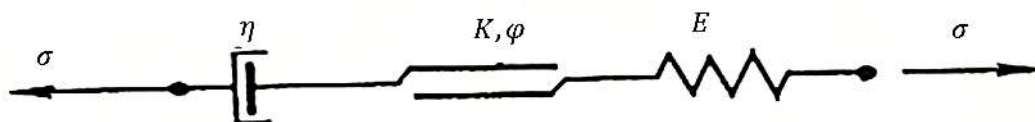


Figura XI.12.- Modelo constituido por la unión en serie de los 3 elementos.

Que se caracteriza por la expresión (modelo de Maxwell)

$$\frac{d\varepsilon}{dt} = \frac{1}{E} \frac{d\sigma}{dt} + \frac{\sigma}{\eta} \quad (\text{XI.59})$$

Si $\sigma \geq \sigma_L$ el medio se deforma en forma semejante a uno plástico ideal.

Semejante a lo que ocurre en el modelo de Maxwell para el estudio de cualquier medio plasto-viscoso, se presenta la propiedad reológica de relajamiento de las tensiones durante el proceso de deformación. Precisamente en un momento $t = 0$ que se corresponde con un estado de tensiones $\sigma_0 > \sigma_L$, y con el inicio del proceso de deformación, siendo:

$$\varepsilon_0 = \frac{\sigma_0}{E} + \varepsilon_p \quad (\text{XI.60})$$

Si $\varepsilon = \varepsilon_0$ constante, entonces: $\frac{d\varepsilon}{dt} = 0$

Y de la expresión (XI.59) se obtiene:

$$\frac{1}{E} \frac{d\sigma}{dt} + \frac{\sigma}{\eta} = 0 \quad (\text{XI.61})$$

Resolviendo:

$$\sigma = \sigma_0 e^{-\frac{t}{t_0}} \quad (\text{XI.62})$$

Y la magnitud t_0 es el tiempo de relajamiento, dado por:

$$t_0 = \frac{\eta}{E} \quad (\text{XI.63})$$

De tal forma, durante el desarrollo de las deformaciones (para este modelo), las tensiones con el tiempo decrecen por una ley exponencial.

Hasta aquí se han analizado brevemente los modelos más típicos y más comúnmente usados para representar al macizo rocoso en diferentes estadios.

Se recuerda que todos estos modelos parten del criterio de considerar al macizo como un medio continuo.

XI.2) Modelos para el estudio del macizo rocoso, cuando este se considera como un medio discreto.

En la práctica se pueden encontrar algunos materiales (o formas de su comportamiento) que se presentan en lo esencial como medios discretos (o sea medios en los que sus partes componentes sufren

desplazamientos, unas respecto a las otras, de tal magnitud que pueden ser incluso mayores que la deformación que sufren).

En estos casos los métodos de la mecánica de los medios continuos, que utilizan las teorías de la elasticidad, plasticidad y otras no se pueden aplicar.

La particularidad esencial de los medios discretos estriba en el hecho de que bajo la acción de cargas sus elementos constituyentes, en gran medida se desplazan unos respecto a los otros más que deformarse. Sus desplazamientos relativos pueden ser de los tres tipos siguientes: desplazamientos por las superficies de contacto, giros relativos uno respecto a los otros y dispersión de los elementos.

Si se compara esquemáticamente la forma de trabajo de los elementos en un medio discreto y en uno continuo, puede suponerse que la diferencia no es significativa, sin embargo ella es importante por dos causas:

- Fácilmente se diferencia la acción de los giros de los elementos.
- Los posibles desplazamientos producen la disminución de las tensiones internas.

Como resultado de esto, el cuadro de distribución de tensiones que se obtiene para un medio discreto puede ser muy diferente con respecto al de uno continuo, para las mismas condiciones.

En muchos casos el macizo rocoso puede encontrarse muy fracturado, influyendo esto en sus características mecánico – estructurales, pero además en diferentes situaciones esta fracturación puede provocar la división del macizo en elementos estructurales (bloques) , que proporcionarían una nueva calidad al macizo (o sea se tendría un macizo discreto). Esto puede ser observado en diferentes situaciones (obras subterráneas, taludes, etc.).

El comportamiento de un medio de este tipo (macizo discreto) exige de un conocimiento profundo de sus características mecánicas y geoestructurales y de su posible mecanismo de acción, para poder pronosticar, con un aceptable grado de confiabilidad su comportamiento.

La mecánica de los medios discretos referida al estudio de las diferentes obras que el hombre realiza en los macizos rocosos, aún en la actualidad, no está lo suficientemente elaborada, por lo que para sus

estudios gran peso tiene los trabajos experimentales y las conclusiones ingenieriles que de ellos se pueden obtener.

En el caso de los medios discretos los modelos más usados para el estudio del macizo rocoso con sus múltiples variantes son: el modelo granular y el de bloques.

Modelo granular

El elemento característico de una estructura granular consiste en la acumulación de granos. Particularidad en los elementos de esta estructura granular es el surgimiento de las máximas tensiones a tracción, normales a las de compresión cuando el ángulo de incidencia (i) es igual a 0. Cuando $i=30^\circ$ las tensiones a tracción no se producen, si se considera que los distintos granos que compone el material (modelos) están unidos en forma lineal por muelles elásticos (caso de un elemento granular lineal).

Para este caso ha sido determinado por Trollope y otros investigadores el coeficiente de Poisson para materiales de este tipo, en condiciones de una resolución en el plano. El valor obtenido de μ es de 0.29, valor cercano a los obtenidos experimentalmente.

Modelo de bloque

Este modelo ha sido más utilizado que el anterior, en particular para el estudio de la estabilidad de taludes y excavaciones subterráneas, a la hora de evaluar las posibles formas de pérdida de estabilidad del macizo y de interpretar su posible mecanismo de acción.

El modelo de bloques rígidos es utilizado principalmente para macizos fracturados a poca profundidad o en general en condiciones en donde las deformaciones se produzcan preponderantemente según las discontinuidades.

Con el método de bloques rígidos el problema se puede resolver generándose bloques dimensionales mediante la intercepción de cada bloque tridimensional, que se forma en el techo o hastial del túnel (o en un talud) y el plano de sección perpendicular al eje de la obra que se analiza.

En cada sección se estudia el equilibrio de un bloque bidimensional, es decir se considera que la tercera dimensión del bloque es unitaria. La única aproximación que se realiza es la extrapolación de los resultados entre cada dos secciones consecutivas.

A partir de esto parece que sería necesario analizar muchas secciones perpendiculares al eje de la obra para que el espaciado entre las mismas no sea demasiado grande y así poder cubrir la excavación en toda su longitud, sin embargo, se ha observado de los resultados en la práctica, que con un número limitado de secciones la aproximación que se obtiene es mayor que con el empleo del método de las proyecciones estereográficas (que es el otro método usado para el estudio de este modelo).

El resultado que se debe obtener del estudio del modelo es la magnitud de la fuerza que se debe aplicar para estabilizar el bloque bidimensional analizado en cada sección, para posteriormente teniendo en cuenta la separación entre secciones determinar la fuerza total que debe aportar la medida estabilizadora o sostenimiento, según el caso.



Bibliografía

- Adellatif. O.M y Cruden.P.M (1989).- The Relationship Between Rock Mass y and case of excavation (en ingles). Bult.Int .Assoc.Eng. Geol. NO 28.
- Baklashov I.V y Kartoziya B.A (1986).- Mecánica de construcciones subterráneas y construcción de la fortificación. Editorial Nedra, Moscú.
- Baklashov .I.V y Kartoziya.B.A. (1988).- Procesos mecánicos en macizos rocosos. Editorial Nedra, Moscú, Rusia.
- Baron L.I y G.P Licheli (1978).- Agrietamiento de las rocas durante su arranque. Editorial Nedra – Moscú – Rusia.
- Barton, N. Lien, R. and Lunde, J. (1974).- Engineering Classifications of rocks masses for the design of tunnel support. Rock Mechanics. Springer Verlag, vol. 6, pp 189-236, 1974.
- Blanco Torrens R. (1981).- Mecánica de roca. Editorial. Oriente. Santiago de Cuba. Cuba.
- Blanco Torrens R. (1999).- Elementos de la mecánica de los macizos rocosos. Editorial Félix Varela, La Habana, Cuba.
- Blanco Torrens, R y Carvajal, D (2003).- Curso Iberoamericano de Aplicaciones Geomecánicas y Geoambientales al desarrollo sostenible de la minería. Universidad Internacional de Andalusia, La Rábida, España.
- Blanco Torrens R. y otros (2006).- Riesgos Geodinámicos en la actividad minera. Geomecánica aplicada a la pequeña minería. EMPREMIN. Córdoba – Argentina.
- Blanco Torrens R. Y Watson Quesada S. (2012).- Mecánica de roca en los frentes de explotación subterránea. Editorial Félix Varela, La Habana, Cuba.

- Brown E.T. (1974) Fracture of Rock under uniform biaxial compression. Prosc. 3er Congr. Int. Soc-Rock Mech. Denver. EE.UU.
- Bock. H (1995).- Introducción a la mecánica de roca. Editorial MIR. Moscú.
- Borisov, A.A (1986).- Mecánica de rocas y macizos. Editorial Nedra. Moscú. Russia.
- Bulishev N.S. (1982).- Mecánica de Construcciones Subterráneas. Editorial. Nedra Moscú. Rusia
- Deere D.U. (1963): Technical Description of Rock Cores for Engineering Purposes. Rock Mechanichs and Eng. Geology, Vol.1, No.1 pp 17 – 22.
- Dinis Da Gama Carlos (2002). - On the dynamic strength of rocks. Centro de Geotécnico del Instituto Superior Técnico. Lisboa. Portugal.
- Engineers International INC (1984) – Caving Mine Rock Mass Classification and Support Estimation. Manual U.S. Bureau of Mines. USA.
- Gama. C.D. (1995).- A Model for Rock Mass Fragmentations by Blastin.
Proceeding 8th Int. Con. Rock Mechanic. Tokyo, PP 72 -76.
Editorial. Balkema, Rotterdam – Holanda.
- Goodman, R.E. (1989). - Introduction to Rock Mechanics. Edit. John Wiley & Sons.
- Goodman, R.E. – (1993) Engineering Geology. Rock Engineering Construction. Editorial, Wiley,.
- González de Vallejo L.I. (1982). Clasificaciones Geomecánicas Aplicadas al Estudio de Excavaciones Subterráneas a partir de Datos de Superficie.
Tecniterrae, Nº 47, Madrid.

- González de Vallejo L. i., (1997) Ingeniería geológica. Editorial Printice Hall. España.
- González, L, Ferrer, M., Ortuño, L. y Oteo, C. (2002). Ingeniería geológica. Prentice Hall. Pearson Educación, S.A. Madrid. 715 p.
- González Martínez A (2006).- Hidráulica del Macizo Rocoso. En Blanco Torrens, R, Sánchez Real, J, Miró, R.- Geomecánica Aplicada a la Pequeña Minería. Editorial LDM, Córdoba – Argentina.
- Hoek. E (1994). - Strength of Rocks and Rock Masses. ISRM. New Journal 2(2) pp 4 a 16.
- Hoek. E and Brown E.T. (1997). Practical estimates of rock mass strength. Submitted for publication to the Int. J. Rock Mech. Min. Sc&Geomech. Abstr.
- Hoek, E and Diederichs, P (2005). Estimation of rock mass modulus.- International journal of rock mechanics and mining sciences.
- Hoek, E. and Brown, E.T. (1997). Practical estimates of rock mas Strength. Int. Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences. Elsevier, vol. 34, nº 8, pp. 1165 – 1186.
- Hudson, J.A and Harrison J.P (1997). - Engineering rock mechanics – an introduction to the principals Pergamon Press. Orford.
- Jaeger J.C and Cook M.G (1976).- Fundamentals of Rock Mechanics.- 2^{da} Edición Chapman and Hall. London.
- Kai, M, Kaiser, P.K, Uno, H, Tasaca, Y and Minami, M (2004). - Estimation of Rock Mass Deformation Modulus and Strength of Jointed Hard Rock Mass Using the GSI System. International Journal of Rock Mechanics and Mining Science. n 41, PP 3- 19.
- Laubscher D.H. (1990).- A Geomechanics Classification System for the Rating of Rock Mass in Mine Design. Journal of South African Institute Mining – Metallurgy. Vol 90 Nº 10 PP 266 – 273.

- Lomtadze B.D. (1984).- Métodos de laboratorio para la investigación de las propiedades físico mecánicas de las rocas. Segunda edición. Editorial Nedra. Sampetersburgo. Rusia.
- Müller L. – (1974).- Rock Mass behaviour.- Determinations and application in engineering practice. Prosc. 3er Congr. Int.Soc-Rock Mech. Denver. EE.UU.
- Nicholson, D.T. & Hencher, S.R. (1997). Assessing the potential for deterioration of engineered rock slopes. In: P.G. Marinos, G.C Koukis, G.C. Tsiambaois, & G. C.Stournaras (eds). Engineering Geology and the Environment, Balkema, Rotterdam, 911 – 917.
- Nicholson, D.T.(2000). Deterioration of Excavated Rocksplopes: Mechanisms, Morphology and Assessment. PhD Thesis, University of Leeds.
- Obert. L y Duval W. (1967).- Rock Mechanics and the design of Structures in Rock. Editorial: John Wiley and Sons.
- Otaño Noguel J. (1981).- Elementos de Físicas de las Rocas. Editorial Pueblo y Educación, La Habana. Cuba
- Otaño Noguel J. (1998).- Fragmentación de rocas. Editorial. Félix Varela. La Habana. Cuba.
- Palmstrom A.- (2000).- Recientes desarrollos en la estimación y sostenimiento en roca mediante el RMI.
Journal of Rock Mechanics and Tunnelling Tecnology, Vol 6. Nº 1, pp 1 – 19.
- Protodiakonov. M.M y otros (1969).- Propiedades de las Rocas y Métodos de su determinación. (en ruso).
Editorial Niedra. Moscú. URSS.
- Ruppineit K.V y Liberman Y.M.- (1964).- Introducción a la mecánica de roca. Editorial Técnica, Moscú.
- Salamon M.D (1974). - Rock Mechanics of underground excavations.- Proceed 3^{er} Congreso Internacional Sociedad Mecánica de Roca, Denver. USA

- Timoshenko S.P and Coodier J.M (1999).- Theory of Elasticity 3^{era} Edicion. Mc Graw. New York.
- Zhao J y otros (1994).- A study of the weathering of the Bukit Timah Granite. Bolletin of the international association of engineering geology. Vol 49. PP. 98 a 106. Francia.

Roberto Blanco Torrena. De 73 años. Ingeniero de Minas por la Universidad de Oriente, Cuba. Master y Doctorado en Geomecánica por la Universidad de Leningrado Rusia. Postdoctorado en 1993 por Universidad de Tula, Rusia. Postdoctorado en Instituto de Leningrado, 1994. Postdoctorado en Universidad de Sao Paulo, 2003. Ha publicado en Cuba alrededor de 20 libros en Geomecánica, Geotecnia y Ciencias de la Ingeniería. Y otros 10 libros en España, Portugal, Ecuador, Colombia, Venezuela, Brasil

Premio por La Obra en Ingeniería en Cuba en el 2011 por la Asociación de Ingenieros. Fue de los primeros doctores en el Programa Prometeo del Ecuador, y se desempeñó como tal desde 2013 a 2016. Ha dirigido más de 30 proyectos de investigación, siendo 8 proyectos internacionales. El Dr. Blanco actualmente es experto asesor de centros de investigaciones en Brasil, Cuba, Colombia, España. También asesora empresas internacionales en Geomecánica? Proyectos de Ingeniería.

Eduardo Santos Baquerizo. Ingeniero Civil - Universidad de Guayaquil. Magister en Docencia y Gerencia en Educación Superior. MSc Magister en Geotecnia Universidad de Guayaquil - Facultad de Ciencias Matemáticas y Físicas. Doctorado en Ciencias Ambientales. Perú. Decano - Facultad de Ciencias Matemáticas y Físicas de la Universidad de Guayaquil. Decano - Facultad de Ciencias de la Tierra de la Universidad Politécnica del Litoral. Vicedecano - Facultad de Ciencias de la Tierra de la Universidad Politécnica del Litoral. Docente Carrera de Ingeniería Civil- Facultad de Ciencias Matemáticas y Físicas de la Universidad de Guayaquil. Docente - Facultad de Ciencias de la Tierra de la Universidad Politécnica del Litoral

Paúl Carrión Mero. Se graduó como Ingeniero Geólogo en marzo de 1991 en la Facultad de Ingeniería en Ciencias de la Tierra ESPOL Premio la Filantrópica a Mejor Aprovechamiento en los estudios universitarios. Obtuvo el título de Ingeniero de Minas, realizando sus estudios en la Escuela Técnica Superior de Ingeniería de Minas de la Universidad Politécnica de Madrid en el año 1993. Tiene dos diplomados, uno en Gestión de Proyectos, realizado en la Pontificia Universidad Católica del Ecuador, Escuela Superior Politécnica del Litoral en marzo de 2001, el segundo Diplomado Superior en Gerencia Estratégica de Mercadeo, realizado en la Universidad Técnica Particular de Loja, Modalidad de Educación Abierta y a Distancia el 6 de Diciembre del 2006. Es Especialista en Hidrogeología Básica, realizando sus estudios en la Universidad Politécnica de Madrid en el año 1992. Especialista en Tecnología Informática Aplicada a la Hidrogeología en España en el año 1992. Especialista en Tecnología Hidrogeológica Aplicada en la Universidad Politécnica de Madrid, en el año 1992. Tiene una maestría en Tecnología Hidrogeológica en la Universidad Politécnica de Madrid. España en el año 1992. Realizó el Doctorado en Ingeniería, Hidrogeología y Medio Ambiente en la Universidad Politécnica de Madrid en España, en el periodo de 1992-1996, su tema de Tesis Doctoral fue "Estudio geoambiental del envejecimiento de tuberías metálicas. Aplicación a los pozos de agua".

Realizó un entrenamiento Post-Doctoral en proyectos, en el Institute for Research on the Environmental and Sustainability (IRES) en la Universidad de Newcastle. Inglaterra, entre el año 2008 y 2009.

En la actualidad es Director del Centro de Investigaciones y Proyectos Aplicados a las Ciencias de la Tierra (CIPAT-ESPOL), desde el año 2010. En el periodo 2003-2008 fue Director del Centro de Investigaciones Científicas y Tecnológicas (CICYT) de la Escuela Superior Politécnica del Litoral (ESPOL), ha sido Director de varios Proyectos Nacionales e Internacionales. Entre los que se destacan: ECU/8/026: Caracterización de Acuíferos Costeros de la Península de Santa Elena PSE" y Proyecto RLA/8/041. "Caracterización Isotópica de Acuíferos Costeros". Convenio ESPOL y la Organización Internacional de Energía Atómica (OIEA) (2007-2010). Rutas Minerales y Sostenibilidad (RUMMYS) con el Programa de Ciencias y Tecnologías para el Desarrollo (CYTED) entre el año 2007-2010.

Ha dictado más de 60 conferencias en temas de Hidrogeología, Métodos Geofísicos, Agua en la Minería, Medio Ambiente, y Proyectos de Investigación.

Ha publicado más de 60 artículos a nivel nacional e internacional en temas de Aguas Subterráneas, Técnicas Geofísicas, Gestión de la Geodiversidad y Patrimonio Geológico y Minero y Medio Ambiente, Entre los cuales se pueden destacar los libros: "Laboreo y fortificación de excavaciones mineras subterráneas horizontales" (2014), "La Ruta del Oro y el Patrimonio Geológico-Minero en Zaruma-Portovelo", (2005), "Rutas Minerales en el Proyecto RUMYS" (abril 2009), El Desarrollo de la Investigación en la ESPOL (2009).

