

// 881215  
2ej

# UNIVERSIDAD ANAHUAC

ESCUELA DE INGENIERIA  
Con Estudios Incorporados a la  
Universidad Nacional Autónoma de México



## PROPIEDADES DE LAS ROCAS Y SUS APLICACIONES

### T E S I S

Que para obtener el título de:  
INGENIERO CIVIL

P r e s e n t a :

**Jorge E. Zenteno Atala**

México, D. F.

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

1968



Universidad Nacional  
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

**Biblioteca Central**



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

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

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

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

## I N D I C E

### I.- GENERALIDADES

#### II.- PROPIEDADES INDICE

- Porosidad
- Peso volumétrico
- Absorción de agua
- Permeabilidad
- Sensitividad

#### III.- PROPIEDADES MECANICAS

- Resistencia a la compresión simple
- Resistencia a la compresión triaxial
- Resistencia a la tensión
- Resistencia al esfuerzo cortante
- Deformabilidad
- Esfuerzos internos

#### IV.- CIMENTACIONES

- Capacidad de carga
- Tipos de cimentaciones
- Asentamientos

#### V.- ESTABILIDAD DE TALUDES

- Información geológica
- Topografía
- Cargas actuantes
- Resistencia
- Métodos de análisis
- Tipos de falla

#### VI.- TUNELES

- Exploraciones preliminares
- Número de entradas
- Secuencia de operaciones
- Excavación
- Perforación en roca
- Montaje de taladros
- Trazo de perforación
- Carga y detonación
- Ventilación
- Secciones transversales

#### VII.- CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

## I.- GENERALIDADES

Para la realización de muchas obras de Ingeniería Civil es necesario conocer las propiedades de los materiales sobre los cuales se van a llevar a cabo este tipo de obras. También es necesario conocer las propiedades de los materiales con los que se construirán dichas obras.

En las estructuras, el ingeniero dispone de materiales, cuyas propiedades mecánicas se pueden controlar hasta cierto límite razonable. Además, las estructuras construidas por el hombre tienen por lo general formas geométricas bien definidas, en cambio las rocas están constituidas por bloques de características cuyas propiedades varían no solo en una clase de roca a otra sino también de un punto a otro dentro de una masa del mismo tipo de roca.

Frecuentemente un macizo rocoso está formado por rocas de distinto origen geológico, diferentes condiciones de fragmentación y discontinuidades. Además los constantes movimientos de la corteza terrestre inducen estados de esfuerzos muy variables. Por lo tanto al utilizar las leyes de la mecánica para investigar el comportamiento de una masa de roca, el ingeniero debe estar consciente que está tratando con un medio

discontinuo, heterogéneo y anisótropo, cuyas características no se pueden controlar a voluntad y que se deben estudiar para cada caso en particular a fin de conocer los límites de validez de las teorías con las que se estudian los macizos rocosos.

En la realización de las pruebas necesarias para conocer las propiedades de las rocas, es necesario apoyarnos en ciertas ciencias como es la Geología, la cual nos permite conocer la estructura terrestre y los cambios que pudieran ocurrir en el transcurso del tiempo, así como los componentes de las rocas.

Aunque las estructuras que el hombre construye son a corto plazo en comparación con la vida de la roca, es necesario conocer el origen de los macizos rocosos sobre el cual se va a llevar a cabo la construcción para garantizar la estabilidad de esta.

Si se examinan las rocas de distintas localidades, se puede apreciar las diferencias y analogías de los diversos afloramientos y mediante la observación se iniciaría la clasificación de las rocas en diferentes grupos.

Basándonos en el origen de la roca en la Tierra estas se han dividido en tres grupos principales:

- Igneas
- Sedimentarias
- Metamórficas

Las rocas ígneas fueron en principio una masa fundida que conocida como magma, y que al enfriarse se convierte en roca dura y firme.

La mayor parte de las rocas sedimentarias están constituidas de partículas derivadas de la desintegración de rocas preexistentes.

Las rocas metamórficas son aquellas en las que su forma original varió.

Existen relaciones definidas entre las rocas ígneas, sedimentarias y metamórficas. Con el tiempo y alterando las condiciones, cualquiera de estos tipos de roca pueden cambiar en otro tipo de roca. Estas relaciones constituyen un ciclo, que podemos ilustrar en la siguiente figura. (FIG. 1.1)

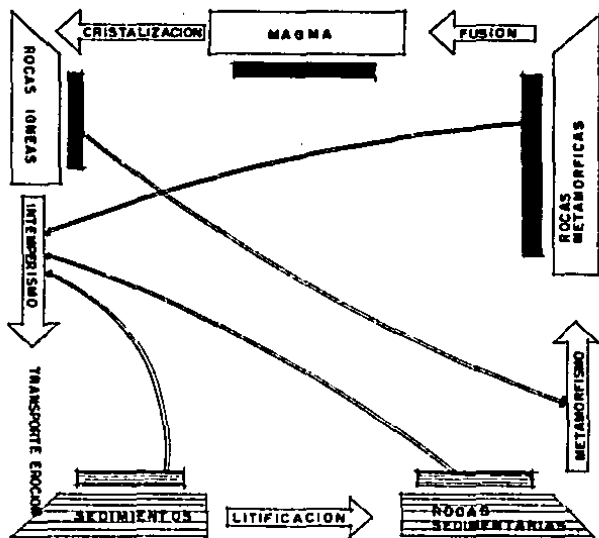


FIG. 1.1 DIAGRAMA QUE REPRESENTA EL CICLO DE LA ROCA.

GEOLOGIA FISICA  
LEET Y HUDSON

JORGE ZENTENO ATALA  
INGENIERIA CIVIL

En primer término el intemperismo y la erosión ataca a la roca sólida formada. El producto entrará en la formación de nuevas rocas sedimentarias, metamórficas y aún ígneas. La gravedad, el viento, el agua y los glaciares, contribuyen al desplazamiento de los materiales. Estos materiales al depositarse se consolidan para constituir rocas sedimentarias. Si el ciclo no interrumpe su proceso, estas nuevas rocas pueden ser a su vez, sepultadas profundamente y quedar sometidas a calor y a presiones de rocas suprayacentes. Como consecuencia las rocas sedimentarias se transforman en metamórficas, y si estas, a su vez, sufren de modo continuo y creciente calor y presión, pueden perder su identidad y fundirse, convirtiéndose en magma. Cuando este magma se enfría, tenemos nuevamente una roca ígnea, cerrándose así el ciclo completo.

Pero el ciclo completo de la roca se puede interrumpir. Por ejemplo, una roca ígnea puede no quedar expuesta nunca en la superficie y así, no convertirse en sedimentos por la acción del intemperismo y la erosión; en cambio, puede quedar sujeta a presión y calor y transformarse directamente en roca metamórfica sin pasar por la etapa sedimentaria intermedia. Pueden tener lugar otras interrupciones si los sedimentos, o las rocas sedimentarias o metamórficas son atacadas por el intemperismo y



la erosión antes de pasar a la siguiente etapa del ciclo.

Como ya se dijo anteriormente, las rocas ígneas formadas por la solidificación del magma incluyeron la primera corteza de la Tierra; pero todas las rocas se han derivado del material de las primeras rocas ígneas, y de hecho un 95% del volumen de los 16 km. exteriores del globo está compuesto de rocas de origen ígneo.

Las rocas ígneas se pueden clasificar de la manera siguiente:

De color claro: Granito

Riolita

De color oscuro: Basalto

Peridotita

Composición intermedia: Andesita

Diorita

La historia de la roca sedimentaria empieza con procesos de intemperismo y la erosión, ya que sus productos, como pueden ser bloques constituyen la materia prima de los sedimentos, y que al consolidarse se producen los macizos rocosos. Las rocas sedimentarias se hallan frecuentemente dispuestas en capas o estratificadas, y se pueden considerar como el rango más

característico de las rocas.

Podemos clasificar a las rocas sedimentarias como:

Detritica, que es el producto del desgaste de la masa terrestre:

Conglomerado

Arenisca

Limolita

Lutita

Roca sedimentaria química, precipitadas a partir de soluciones:

Caliza

Dolomita

Yeso

Como el objetivo principal de este trabajo, es el mencionar las propiedades de los macizos rocosos, es necesario mencionar los factores que afectan el proyecto de alguna construcción apoyada en roca.

Los factores que más afectan el proyecto de alguna construcción sobre roca son:

a) Función de la obra

b) Tipo, cantidad y localización de los materiales utilizables.

- c) Características de la cimentación de la obra
- d) Características sismológicas y geológicas de la región
- e) Importancia de la obra.
- f) Discontinuidades

a) Función de la obra

Es evidente que la función de la obra es un factor determinante de las dimensiones de las obras, pero también afecta las condiciones de diseño o tratamiento de las cimentaciones.

b) Tipo, cantidad y localización de los materiales utilizables.

Según el tipo de estructura que se vaya a construir es necesario localizar los bancos de materiales mas cercanos en los cuales sus propiedades sean mas aceptables; ya que estos son los que van a gobernar la geometría de la obra y van a garantizar su estabilidad.

c) Características de la cimentación de la obra.

En presas la primera condición será elegir la localización y orientación del eje de la cimentación en un lugar en donde la roca sea de mejor calidad para llevarla a cabo.

Las características geológicas del área de construcción también deben tomarse en cuenta pues las condiciones de inestabilidad o estabilidad casi crítica de taludes naturales pueden ser acentuados por la saturación e inundación de algunas formaciones.

d) Condiciones geológicas y sísmológicas de la región.

Podemos considerar que una vez que se ha determinado el lugar en que se ha de construir, las condiciones geológicas son el siguiente paso para apoyar esta decisión.

Para la elección del sitio en que cada obra se llevará a cabo, se debe considerar la susceptibilidad a la erosión de la roca, la sensibilidad de los materiales de cimentación a las vibraciones que se producirán en la estructura.

La naturaleza de las formaciones superficiales y su resistencia a la erosión en toda el área de construcción así como los tipos y la intensidad de los agentes erosivos, influyen en el diseño y su vida útil.

Las condiciones de estabilidad de los taludes naturales y la localización de los mismos en sitios peligrosos con respecto a las diferentes partes de la obra también son tareas muy importante para garantizar la seguridad y eficiencia de la obra.

Para conocer todas las propiedades de la roca es necesario hacer estudios a base de pruebas de campo y laboratorio, repetirlos a cierta distancia según se requiera previo análisis geológico de campo, el cual nos determinará el tipo de roca en que se está trabajando.

Por lo que se refiere a las características de sismicidad de la región, debido a que las posibilidades de análisis de comportamiento de una construcción sometida a excitación dinámica son muy limitadas, generalmente el criterio de diseño en una zona sísmica es muy conservador.

#### e) Importancia de la obra

Todos los aspectos de diseño de una obra serán afectados principalmente en lo que se refiere a coeficientes de seguridad, y por la importancia intrínseca de la obra. La magnitud estructural de la obra será también un elemento de consideración pues una construcción sin precedentes involucraría mayores incertidumbres y estudios más minuciosos de las propiedades de las rocas que otras cuyas características pueden compararse con casos de comportamiento conocido, en cuyo caso los estudios de la roca se harán para conocer las propiedades, y en base a estos, si son adecuadas para la realización de la obra y en su caso para darle el tratamiento necesario.

#### f) Discontinuidades

Contra eventualidades que causen falla en estructuras grandes no es posible dar procedimientos de análisis o diseños generales precisos, salvo la recomendación de estudiar consensudamente todos los detalles geológicos regionales y locales relativos a:

f.1) fracturas abiertas o rellenas de material permeable o erosionable.

f.2) contactos permeables entre formaciones geológicas diversas.

f.3) formaciones cavernosas o permeables.

El estudio de los detalles geológicos se deben llevar acabo a través de las pruebas necesarias para conocer las propiedades mecánicas y propiedades índice de los macizos rocosos y una vez conocidas estas, dar los tratamientos correspondientes.

Para conocer las propiedades mecánicas de la roca podemos llevar acabo pruebas de campo y pruebas de laboratorio.

Entre estos ensayos podemos decir que los mas comunes y quizá los de mayor importancia, son los de compresión simple,

compresión triaxial, que por medio de estos nos permiten conocer la resistencia y deformabilidad del macizo rocoso, siempre y cuando la fisuración del espécimen sea representativa de la del macizo.

La resistencia a la compresión simple y triaxial intervienen, junto con otros parámetros, en el sistema de clasificación ingenieril de las masas rocosas.

La resistencia a la tensión obtenida a partir de ensayos de laboratorio, es un parámetro útil para el diseño de excavaciones subterráneas y cimentaciones. Este parámetro debe emplearse con un factor de seguridad.

Los ensayos de tensión axial y brasileña permiten representar el comportamiento de la roca en la zona de los macisos en los que se inducen esfuerzos de tensión al realizar excavaciones o aplicar carga.

Los ensayos de flexión permiten representar el comportamiento de estratos que forman el techo de excavaciones subterráneas, en caso de ser necesario.

Los ensayos de resistencia al corte de laboratorio pueden emplearse para determinar la resistencia al corte del material íntacto y de las juntas rocosas.

Debe tomarse en cuenta que el valor de la resistencia al corte obtenido en ensayos de laboratorio es igual o menor que el de ensayos de campo, por la influencia de las irregularidades de las juntas que son mayores que los especímenes ensayados.

La determinación de las propiedades índice de un macizo rocoso permiten interrelacionar y completar la información obtenida mediante otras técnicas de campo o laboratorio que son más lentas y costosas.

Las pruebas de porosidad, peso específico y absorción de agua son de ejecución rápida y sus resultados son directamente correlacionables con las propiedades mecánicas.

Las pruebas de permeabilidad al aire y al agua son las más adecuadas para determinar la alterabilidad de la masa rocosa.

En cimentaciones, donde la variación de la permeabilidad en función de los esfuerzos inducidos puede afectar la estanqueidad y la estabilidad de la obra, se recomienda realizar ensayos de sensibilidad al material que conforma el macizo.

Los ensayos de campo son más costosos que los de laboratorio por ejemplo el ensayo de deformabilidad bajo presión hidrostática en un tramo de túnel, pero tiene la ventaja de



afectar un volumen importante de la roca. Se aplica a túneles localizados en una masa rocosa uniforme.

Los ensayos de placa y de gato plano son menos costosos pero su ejecución afecta una zona de espesor reducido en el sitio de ensayo. Se recomienda cuando las obras atraviesan zonas de diferentes deformabilidades.

Los ensayos mediante dilatómetros, son adecuados para conocer la variación de la deformabilidad a lo largo de perforaciones.

Los ensayos de refracción sísmica permiten determinar el módulo de deformabilidad dinámico en zonas extensas, correlacionando los resultados con la geología del sitio y con los resultados de los ensayos estáticos.

Para la determinación de los esfuerzos internos de un macizo rocoso se recomiendan los ensayos de roseta de deformación y gato plano.

Los ensayos para la determinación de esfuerzos internos en el interior de perforaciones son todos de ejecución delicada debido principalmente a la barrenación para la liberación de esfuerzos, por lo que su utilización está limitada a una profundidad máxima de 6 o 7 m.

En cuanto a las cimentaciones en la roca, en ningún caso deberán desplantarse sobre tierra vegetal, materiales sueltos o roca superficial muy alterada. La profundidad mínima de desplante sobre una roca debe ser 0.5 m bajo la superficie del terreno, excepto cuando lo anterior implique el uso de explosivos u otro método que pueda empeorar las condiciones de la roca en la superficie.

La información geomecánica para las cimentaciones en general, deben ser, la planta y perfiles geológicos del sitio, en los que se defina la distribución horizontal y vertical de las deformaciones y la calidad de las mismas. En particular es necesario conocer el espesor del material de acarreo y de la zona intemperizada de mala calidad, así como la posición del nivel freático.

En obras de gran magnitud, como presas, puentes, etc., es conveniente medir el estado de esfuerzos internos del macizo mediante algunos de los procedimientos de pruebas que se estudiarán más adelante.

Para efectuar un análisis de estabilidad de taludes en roca, se requiere de la siguiente información:

- 1.- Topografía
- 2.- Geología del lugar

3.- Cargas actuantes, o sea, peso del bloque, fuerzas hidrostáticas y fuerzas externas.

4.- Resistencia de las discontinuidades o superficies de deslizamiento.

5.- Mecanismos de falla.

- Traslación
- Volteo
- Rotación

Para el diseño de túneles, el medio debe estar caracterizado por roca masiva o estratificada de alta calidad, o como roca estratificada y/o fracturada de baja calidad de acuerdo con las definiciones siguientes:

Las rocas masivas estratificadas de alta calidad no requieren soporte sistemático en las excavaciones subterráneas.

Las rocas estratificadas y fracturadas de baja calidad requieren soporte sistemático en los túneles.

## II. PROPIEDADES INDICE

En mecánica de suelos, más que en cualquier otra rama de la ingeniería civil, es necesaria la experiencia para actuar con éxito. El proyecto de las estructuras comunes fundadas sobre suelos y rocas, debe necesariamente basarse sobre reglas empíricas, así que éstas solo pueden ser utilizadas con propiedad por el ingeniero que posee un bagaje suficiente de experiencia. Las obras de mayor magnitud con características poco comunes suelen justificar la aplicación extensiva de métodos científicos en su proyecto, pero, a menos que el ingeniero a cargo de ellas posea una gran experiencia, no podrá preparar inteligentemente el programa de ensayos requeridos ni interpretar sus resultados en forma debida.

Como la experiencia personal no llega a ser nunca lo suficientemente extensa, el ingeniero se ve muchas veces obligado a basarse sobre informes acerca de experiencias ajenas. en todos los anales antiguos sobre experiencias con subsuelos la naturaleza de los suelos es descrita simplemente con terminos generales tales como "roca blanda" o "roca fragmentada", a pesar de que la diferencia en las propiedades mecánicas de dos rocas sedimentarias de distinta localidad pueden ser más importantes y de mayores consecuencias que una viga hecha de acero o de concreto. Por ésta razón uno de los principales propósitos

perseguidos en los esfuerzos recientes para reducir los riesgos inherentes a todo trabajo de suelos ha consistido en buscar métodos para diferenciar los distintos tipos de roca de una misma categoría. Las propiedades en que se basa dicha diferenciación se conocen con el nombre de propiedades índice y los ensayos necesarios para determinarlas, ensayos de clasificación.

El estudio de las propiedades de la roca va precedido por lo general de un informe relativo a investigaciones y observaciones efectuadas en el terreno.

Los materiales que constituyen la corteza terrestre son clasificados por el ingeniero civil en forma arbitraria en dos categorías, suelo y roca. Se llama suelo a todo agregado natural de partículas minerales separables por métodos mecánicos de poca intensidad, como agitaciones en el agua. Por el contrario, roca es un agregado de minerales unidos por fuerzas cohesivas poderosas y permanentes.

Las propiedades índice de las rocas son las siguientes:

- 11.1.- Porosidad
- 11.2.- Peso volumétrico
- 11.3.- Absorción de agua
- 11.4.- Permeabilidad
- 11.5.- Sensitividad

### 11.1.- POROSIDAD

Se llama porosidad de una roca al cociente que resulta de dividir su volumen de vacíos,  $V_v$ , entre el volumen total,  $V_m$ .

Esta propiedad se expresa como porcentaje

$$n(\%) = \frac{V_v}{V_m} \cdot 100$$

En las rocas, la porosidad varía de 0.1% en rocas de porosidad reducida hasta 20% en rocas muy porosas. En las primeras, la porosidad está constituida por fisuras alargadas de espesor muy pequeño producidas por esfuerzos de origen térmico y/o tectónico. En las muy porosas existen oquedades menos alargadas y equidimensionales que son conductos de disolución o burbujas de gas atrapadas durante el enfriamiento de las rocas ígneas.

La porosidad es correlacionable con el peso volumétrico, ya que en rocas de mismas dimensiones y del mismo tipo, pueden existir más o menos fisuras y oquedades, las que hacen que una

roca varie en peso volumétrico con respecto a otra. Con deformabilidad, ya que los minerales que integran una misma roca se encuentran mas separados unos de otros, al aplicar fuerzas externas provocarán una mayor unión o desunión de las mismas.

Cuando una roca del mismo grupo es mas o menos resistente al aplicarle el mismo estuerzo o inclusive a ondas sísmicas, también guarda relación estrecha con la porosidad.

Para poder conocer el porcentaje de porosidad de una muestra de roca es necesario utilizar el porosímetro.

Este dispositivo esta constituido por un tubo de vidrio en forma de U. La rama derecha de este tubo 1, de 70 cm de largo, termina en una llave, R1; la izquierda, 2, de 10 cm de altura, tiene un dispositivo cilindrico C con dimensiones que permiten utilizarlo como portamuestras; éste debe quedar cerrado herméticamente. Este portamuestras va conectado a un tubo de sección transversal conocida de 50 cm de longitud y con una llave, R2, en su extremo superior.

En el punto mas bajo del tubo de vidrio se tiene una tercera rama provista de otra llave, R3, y con un receptáculo mviii lleno de mercurio, H.

El procedimiento de medición de la porosidad, es el siguiente:

a) Se introduce la muestra en el portamuestras C y se abren las tres llaves, R1, R2 y R3.

b) Desplazando el volumen H, se fija el nivel del mercurio inmediatamente abajo de las llaves R1 y R2.

c) Se cierran las llaves R1 y R2.

d) Se desplaza el receptáculo H hasta alcanzar el nivel inferior del portamuestras C.

e) Se cierra la llave R3 y se deja descansar el volumen H en su apoyo S. En estas condiciones el aire contenido en la muestra se desprende y sube hasta ocupar cierto volumen cerca de la llave R2.

f) Se abren las llaves R1 y R3 y se desplaza H hasta que coincidan los niveles de mercurio en las dos ramas del tubo de vidrio.

g) Se mide el volumen de aire en la rama 2, que en estas condiciones está bajo la presión atmosférica, y se tomará como el volumen de vacíos Vv.

La porosidad nX, será el cociente del volumen de vacíos Vv entre el volumen de la muestra Vm, multiplicado por cien.



## 11.1a POROSIDAD DE FISURACION

Esta propiedad se basa en el hecho de que al someter una roca a un estado de esfuerzos isotrópicos al ir incrementando el esfuerzo, se inicie el cierre progresivo de las fisuras hasta alcanzar el punto A. Para esfuerzos mayores al del punto A la roca no fisurada muestra el comportamiento lineal representado por A B.

El método de Walsh, consiste en someter un espécimen de roca a presión hidrostática y obtener la gráfica de cambio volumétrico -presión.

## 11.2.- PESO VOLUMETRICO

El peso volumétrico  $\gamma$ , de una muestra de roca con la humedad natural es el cociente del peso de la muestra,  $W_n$ , entre el volumen de la muestra  $V_m$ .

El peso volumétrico seco,  $\gamma_v$  seco, es el cociente del peso de la muestra seca  $W_s$ , entre el volumen de la muestra,  $V_m$ .

El procedimiento para obtener en laboratorio los pesos

volumétricos natural y seco de una muestra de roca es el siguiente:

a) Se pesa la muestra con su humedad natural (se obtiene  $W_m$ ).

b) Se seca al horno durante 24 horas a 105 grados centígrados, se enfría dentro de un recipiente hermético y se pesa (se obtiene  $W_s$ ).

c) Mediante la balanza de inmersión de mercurio, se obtiene el volumen de la muestra  $V_m$  de la manera siguiente: en el platillo izquierdo se coloca una tara igual al peso de la muestra, y abajo del derecho la muestra sumergida en un recipiente que contiene mercurio. En el platillo derecho, además del peso propio de la muestra, se tiene el empuje ascendente que sufre la muestra y el peso de taras conocidas  $Q$  para equilibrar la balanza. De este modo se puede establecer la ecuación

$$P_m = P_m + Q - 13.6 V_m$$

de donde se obtiene el valor  $V_m$

El peso volumétrico natural  $PV$ , es

$$PV = \frac{P_m}{V_m}$$

y el peso volumétrico seco, Pv seco

$$V \text{ seco} = \frac{U_s}{V_m}$$

### 11.3.- ABSORCIÓN DE AGUA

A medida que el intemperismo avanza en las rocas, su volumen de vacíos crece tanto por la expansión de la roca como por la disolución parcial de sus componentes. Por esta razón, para definir el grado de alteración se ha propuesto el parámetro  $i$ , dado por la ecuación

$$i \% = \frac{P2-P1}{P1} 100$$

donde

P1 peso de la muestra secada al horno a 105 grados centígrados

P2 peso de la muestra saturada.

La prueba de laboratorio para determinar  $i$ , se denomina absorción de agua.

Mediante el parámetro  $i$  definido como el cociente del incremento del grado de alteración dado por el cambio de absorción de agua  $\Delta i$  en un intervalo de tiempo, debido por el mismo intervalo de tiempo  $\Delta t$

$$i = \frac{A_1}{A_2}$$

puede conocerse la alterabilidad de las rocas.

Esto se puede hacer comparando entre sí sus parámetros  $i$  correspondientes a intervalos de tiempo  $A_1$  del mismo orden de magnitud y pequeños en relación con los intervalos de tiempo requeridos para la transformación de una roca sana en un suelo bajo de acción de los mismos agentes de intemperismo.

En laboratorio, el grado de alteración de una roca,  $i$ , se obtiene de la manera siguiente:

a) Se seca la muestra de roca al horno a 105 grados Centígrados durante 2 horas, aproximadamente, y se pesa, obteniéndose  $W_1$

b) Se sumerge en agua durante 1/2 a 1 1/2 horas y se pesa, obteniéndose  $W_2$

c) Se calcula el valor de  $i$ , empleando la ecuación

$$i \% = \frac{W_2 - W_1}{W_1} \cdot 100$$

#### 11.4.- PERMEABILIDAD

Se dice que un material es permeable cuando contiene vacíos continuos. Como tales vacíos existen en todas las rocas, incluyendo las rocas más compactas, y en todos los materiales de construcción no metálicos, comprendidos el granito sano y la pasta de cemento, dichos materiales son permeables. La circulación de agua a través de su masa obedece también aproximadamente a leyes idénticas, de modo que la diferencia entre una roca fragmentada y un granito sano es, en este concepto, solo una diferencia de magnitud.

La permeabilidad de las rocas tiene un efecto decisivo sobre el costo y las dificultades a encontrar en muchas operaciones constructivas, como lo son, por ejemplo, las excavaciones a cielo abierto. Hasta la permeabilidad de un concreto suelto o de una roca sana puede tener importancia práctica, ya que el agua ejerce presión sobre el material poroso sobre el cual circula, y esta presión, que se conoce con el nombre de presión de filtración, puede llegar a ser muy alta. El concepto generalizado y erróneo de que la roca es impermeable, se debe a que la cantidad de agua que escurre a través del material es tan pequeña que, en el caso de rocas expuestas al aire el agua se evapora totalmente aunque la atmósfera esté muy húmeda y la superficie tiene aspecto de estar seca. Sin embargo, y dado que los efectos de escurrimiento son independientes de la velocidad

de la circulación del agua, la ausencia de una descarga visible no es una indicación de que no existan presiones de filtración.

Una manifestación notable de este hecho ocurre a veces en excavaciones. A pesar de que la permeabilidad es muy baja, una pequeña variación en la presión del agua de sus poros puede resultar suficiente para transformar una masa grande de roca en un canal por el cual el agua pueda fluir.

En el laboratorio se mide el coeficiente de permeabilidad al aire y la variación con el tiempo de la permeabilidad al agua.

El valor del coeficiente de permeabilidad al aire es un índice del estado de alteración de la roca, y la variación de la permeabilidad al agua es indicativa de la alterabilidad de la roca.

La permeabilidad al agua puede disminuir por el sellado de los huecos o fisuras o aumentar por el arrastre de sales. En ambos casos existe una reacción química entre el agua y los minerales constitutivos de la roca.

La prueba de permeabilidad al aire se realiza mediante un aparato mostrado en la siguiente figura (FIG II.1):

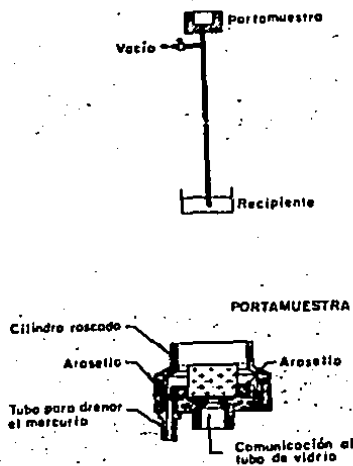


Fig. 11.1 Aparato para Medir la Permeabilidad del Aire.



y su procedimiento es el que se menciona a continuación:

- a) Se coloca el espécimen en el portamuestras, se sella lateralmente y se tapa.
- b) Se abre la válvula de vacío, elevándose el mercurio
- c) Se cierra la comunicación al vacío
- d) Se destapa el porta muestras; entonces, el aire pasa a través de la muestra, bajando, en consecuencia, la columna de mercurio. Se mide la variación de la columna de mercurio en un tiempo determinado.

El dispositivo es similar al de un permeámetro de carga variable.

La permeabilidad al aire se calcula mediante:

$$k_a = \frac{a L}{A t} \frac{1}{13.6} \frac{h_2}{h_1} \frac{h_1 - h_2}{p}$$

donde

$h_1, h_2$  alturas inicial y final del mercurio

$a$  Área de sección transversal del tubo

$A$  Área de la sección transversal del espécimen

$L$  espesor del espécimen

$p$  presión atmosférica

$t$  intervalo de tiempo correspondiente al cambio  $h_1 - h_2$   
de la columna de mercurio

La prueba de permeabilidad al agua se hace pasar agua a través de la roca con una carga constante. El agua debe de ser la misma con la que la roca está en contacto en la naturaleza.

Las pruebas de permeabilidad de las masas rocosas son útiles para:

a) Prever el flujo y los problemas de estabilidad que esta puede ocasionar a excavaciones bajo nivel freático,

b) Tomar medidas de tratamiento para garantizar un grado razonable de estanqueidad y estabilidad en presas y en otras obras civiles.

La prueba de Lugeon es utilizada para definir la permeabilidad de la masa rocosa en el lugar mismo de la existencia de la misma roca.

La llamada unidad Lugeon corresponde a una absorción de 1 lit de agua/ min por metro de tramo probado bajo una presión de inyección de 10 kg/cm<sup>2</sup>.

La prueba se lleva acabo inyectando agua a presión en tramos de perforación y se valora la permeabilidad de la roca bajo el nivel freático. El montaje de una prueba Lugeon se presenta en la siguiente figura (FIG 11.2):

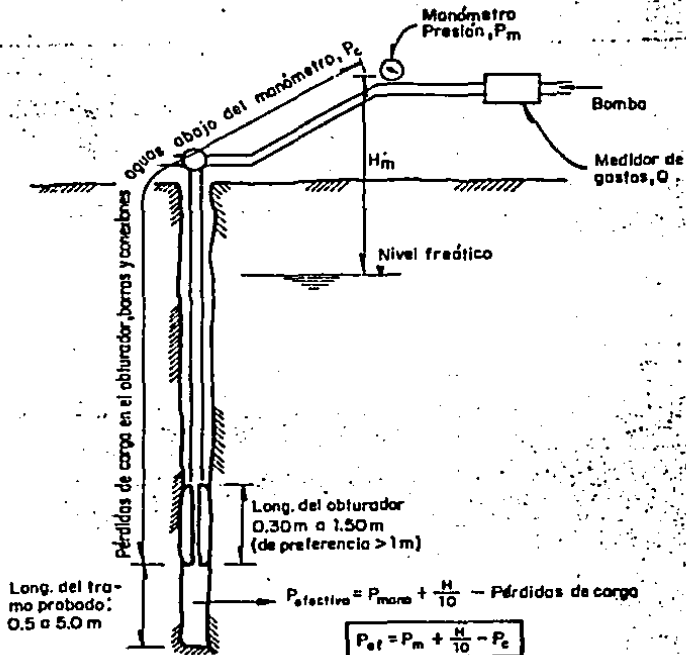


FIG. 11.2

Prueba Lugeon

JORGE ZENTENO ATALA

INGENIERIA CIVIL

La prueba se realiza en tramos de 5 m, limitados en sus extremos por empaques neumáticos, mecánicos o de copas de cuero. La secuencia de presiones aplicadas debe ser 1, 2, 4, 6, 8, 10, 8, 6, 4, 2, 1, 1 kg/cm<sup>2</sup>. es preciso mantener cada incremento de presión durante un tiempo mínimo de 10 minutos, y verificar que, en ese intervalo, el gasto sea constante.

El agua de inyección debe estar exenta de sólidos para evitar taponamiento en las paredes del pozo. (Ver FIG. 11.3)

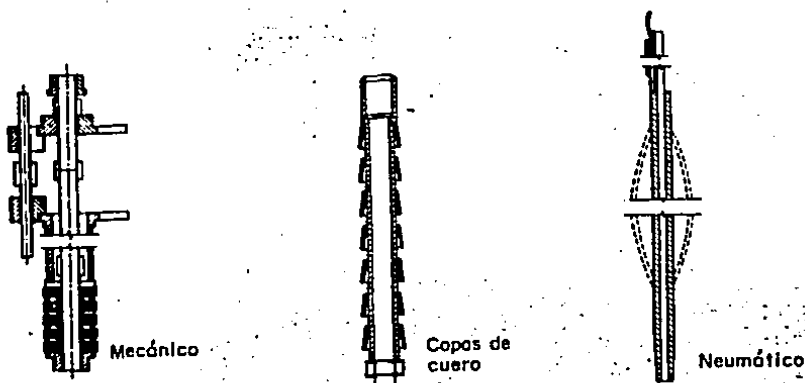


FIG. II.3

Principales Tipos de Obturadores

JORGE ZENTENO ATALA

INGENIERIA CIVIL

### 11.5.- SENSITIVIDAD

La prueba consiste en medir el coeficiente de permeabilidad de un flujo de agua radial producido primero en sentido convergente y después divergente a través de una muestra de roca cilíndrica con una perforación central.

Se denomina sensibilidad al cociente de la permeabilidad medida cuando el flujo es divergente entre la medida al ser este convergente

$$S = \frac{K_{div}}{K_{con}}$$

donde  $K_{div}$  y  $K_{con}$  son los coeficientes de permeabilidad resultantes cuando el flujo es divergente y convergente, respectivamente. (Ejemplo de prueba FIG. 11.4)

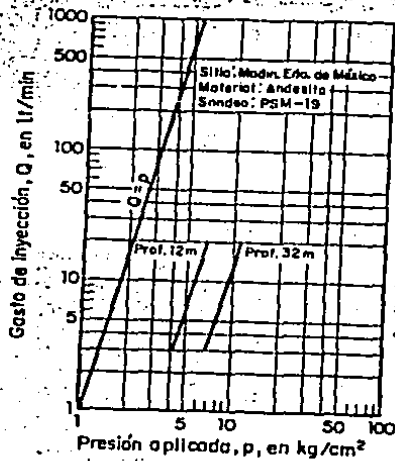


Fig. 11.4 Resultados de los ensayos Lugeon

JORGE ZENTENO ATALA  
 INGENIERIA CIVIL

La sensibilidad y la fisuración están íntimamente relacionadas. Se ha observado que al inyectar agua con presión  $p$  en una masa rocosa fisurada, el gasto de inyección  $Q$  sigue la ley

$$Q = a p^2$$

donde  $a$  es una constante y  $Q$  el gasto correspondiente al paso del agua a través de la abertura elástica producida en las fisuras preexistentes. Esta correspondencia ha sido verificada al ejecutar ensayos Lugeon.



El procedimiento para llevar a cabo la prueba de sensibilidad es el siguiente:

a) Se introduce la muestra en un depósito de agua y se produce un flujo radial convergente aplicando una presión de 50 kg/cm<sup>2</sup> y divergente con una presión interior de 1 kg/cm<sup>2</sup>, en ambos casos el tubo de salida tendrá la presión atmosférica.

$$q = \frac{k_s}{2(p_i)L_p} \ln \frac{r_1}{r_2}$$

donde

q gasto unitario

L altura del cilindro

p presión aplicada

r<sub>1</sub>, r<sub>2</sub> radios exterior e interior

### III.- PROPIEDADES MECANICAS

En el capítulo precedente se estudiaron las propiedades índice de las rocas. Estas propiedades que reflejan las características generales de una roca dada, sirven para indicar hasta qué punto las rocas de distinto origen pueden ser similares o no serlo. Sirven además de base para registrar la experiencia constructiva y para utilizarla luego en obras futuras.

Se ha hecho notar que la mecánica de las rocas práctica está basada principalmente en la experiencia, por lo que dicha ciencia fue fertilizada con el cúmulo de experiencias aportadas por los ingenieros dedicados al estudio de sus fenómenos.

Para establecer relaciones de fenómeno-causa, fue indispensable investigar las propiedades físicas de los diferentes tipos de rocas, de la misma manera que, en el estudio de la estabilidad de las construcciones, fue necesario investigar las propiedades del acero y del concreto. En el caso de las rocas, es necesario conocer varias propiedades distintas. De ellas las más importantes son:

III.1.- Resistencia a la compresión simple,

III.2.- Resistencia a la compresión triaxial.

- III.3.- Resistencia a la tensión,
- III.4.- Resistencia al esfuerzo cortante,
- III.5.- Deformabilidad,
- III.6.- Esfuerzos internos en el campo,

III.1.- Resistencia a la compresión simple.

En los materiales artificiales es una característica que en ciertos límites puede considerarse constante. En cambio en las rocas varía con límites bastante amplios. En el laboratorio la resistencia a la compresión simple se efectúa en dos clases de especímenes:

a) cilíndricos, obtenidos de núcleos de barrenación con diamante cortados y cabeceados de 2.5 a 7.5 centímetros de diámetro y altura igual a dos diámetros.

b) cúbicos o prismáticos, cortados y labrados de bloques de rocas.

El intervalo de variación de la resistencia a la compresión simple en rocas es usualmente de 10 a 2000 kg/cm<sup>2</sup>. Dentro de este gran intervalo han surgido varias propuestas de subdivisión que no son enteramente satisfactorias pero que pueden resumirse en la siguiente tabla, propuesta por Deer y Miller.

**RESISTENCIA****DESCRIPCIÓN****qc kg/cm2****ROCA CARACTERISTICA**

---

MUY BAJA	5-250	YESO
BAJA	250-500	LIMOLITA
MEDIA	500-1000	ARENISCA
ALTA	1000-2000	MARMOL
MUY ALTA	> 2000	BASALTO

Las pruebas de compresión simple se ejecutan aplicando cargas axiales sin confinamiento a los especímenes de roca. Para cada incremento de carga se mide la deformación longitudinal del espécimen.

En pruebas de deformación bajo carga constante (creep) se requiere adaptar al marco de carga un sistema de control de resortes, hidroneumático, electroneumático o electrónico para mantener la carga constante durante la deformación del espécimen.

Existe un parámetro con el cual es posible conocer la calidad de la roca, RQD, índice de calidad de la roca, que Merritt propone para la elección del sistema de soporte de túneles según la siguiente gráfica (FIG 111.1)

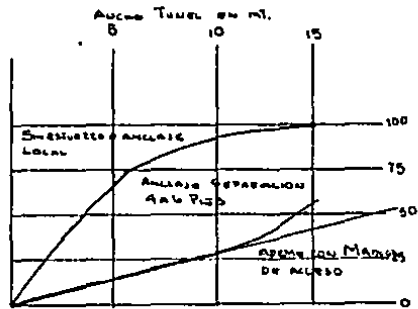


Fig. III.1 RQI INDICE DE CALIDAD DE LA ROCA PARA TUNELES

JORGE ZENTENO ATALA

INGENIERIA CIVIL

La ecuación para definir el RQD es la siguiente

$$\text{RQD} = \frac{\text{Suma de longitud de fragmentos} > 10\text{cm}}{\text{longitud total de barreno}} \times 100$$

según esta ecuación podemos clasificar la roca en

RQD %	CALIDAD DE LA ROCA
< 25	MUY MALA
25 - 50	MALA
50 - 75	REGULAR
75 - 90	BUENA
90 - 100	MUY BUENA

### III.2.- Resistencia a la compresión triaxial

La Resistencia a la compresión triaxial al igual que a la compresión simple, es la que nos permite determinar la resistencia y deformabilidad de un macizo rocoso siempre y cuando la fisuración del espécimen sea representativa del macizo rocoso.

Los ensayos de compresión triaxial simulan los esfuerzos que soporta la muestra de roca en la naturaleza. El confinamiento que tienen las rocas en la naturaleza pueden definirse como un estado de esfuerzos que es factible representar con los esfuerzos normales denominados principales, que actúan en direcciones ortogonales. En la cámara triaxial por simplicidad los esfuerzos principales laterales permanecen igual durante la prueba.

La mayoría de los laboratorios emplean aparatos capaces de ensayar muestras cilíndricas de roca de 5 a 7.5 cm de diámetro con carga axial de 100 a 200 ton y confinamiento de 300 a 600 kg/cm<sup>2</sup>. La cámara triaxial de Bureau of Reclamation es capaz de ensayar núcleos de 15 cm de diámetro y 30 cm de altura y alcanzar 3600 ton de carga axial y 9000 kg/cm<sup>2</sup> de presión confinante.

Hasta 1963, los ensayos triaxiales se efectuaban sin drenaje ni medición de presión de poro. Observaciones posteriores contemplaron la necesidad de medir la presión de poro, o sea, la

presión debida a el aire y agua dentro de el material, a fin de obtener una información más realista acerca de la resistencia de la roca.

III.2.a) Pruebas triaxiales no drenadas con medición de presión de poro.

La siguiente figura (FIG III.2) muestra un corte esquemático de una cámara de compresión triaxial diseñada para medir presión de poro. Consiste en una base, cabeza, mangueras, deformómetros, manómetros y accesorios. La base y la cabeza tienen varios orificios a través de los cuales penetra aceite, simulando la presión de poro en el espécimen. La presión confinante se mantiene constante manualmente por medio de un tornillo-pistón que compensa los cambios de volumen que resultan de la deformación del espécimen. También puede controlarse automáticamente con regulador de presión. Lleva conectado un tubo pequeño de plástico enrollado al espécimen, que sirve de dren durante el llenado de la cámara del fluido confinante (agua o aceite). La deformación axial durante la prueba se mide con una celda eléctrica. En cada medición de desplazamiento del espécimen se resta el efecto de la deformación elástica del aparato.



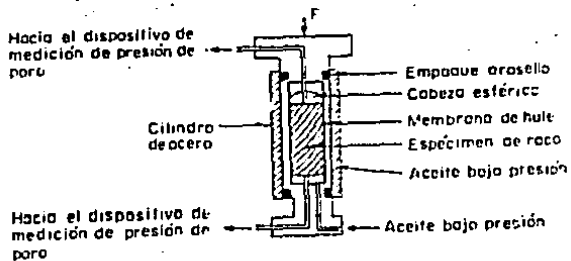


Fig. III.2 Corte esquemático de una cámara triaxial diseñada para medir la presión de poro

JORGE ZENTENO ATALA  
INGENIERIA CIVIL

Al comienzo de los ensayos se saturan el sistema de medición de poro y el espécimen queda protegido con una membrana de hule. Se aplica una pequeña carga axial, y la presión confinante se incrementa gradualmente hasta su nivel de trabajo; entonces la presión de poro se mide en ambos extremos. El sistema de contrapresión se cierra y el espécimen se carga progresivamente con una velocidad de aplicación de carga que debe quedar entre 5 y 10 kg/cm<sup>2</sup>.

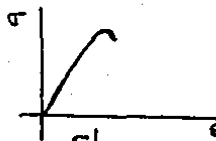
Durante las pruebas, la presión de poro debe mantenerse menor que la presión confinante, de tal manera que el incremento de presión durante la carga deje siempre la presión confinante efectiva, con valor positivo. Una disminución en la presión de poro, es señal de expansión del espécimen y ocurre frecuentemente durante una etapa avanzada de deformación.

### 11.2.b) Pruebas drenadas

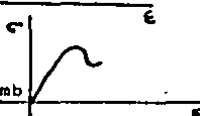
En estas pruebas la instalación del sistema de contrapresión se mantiene abierto, de tal manera que, durante la aplicación de la carga axial, cualquier incremento de la presión de poro se disipa por los extremos.

Dependiendo del valor del esfuerzo confinante se da la relación de esfuerzo-deformación

si  $\text{esf}=0$  falla frágil

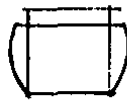


si  $\text{esf}=200\text{kg/cm}^2$  falla tipo mohr- coulomb

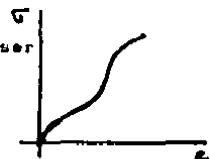


para esfuerzos confinados altos. se tiene en general dos tipos

$\text{esf}>1000\text{ kg/cm}^2$  falla dúctil



para  $\text{esf}<1000\text{ kg/cm}^2$  la falla tiende a ser frágil, la relación  $\text{esf-def}$  presenta un endurecimiento por deformación.



A mayor esfuerzo confinante, las discontinuidades tienden a cerrarse incrementando la resistencia del el material y disminuyendo su permeabilidad. En obras de Ingeniería civil, rara vez presentan esfuerzos mayores a  $1000\text{ k/cm}^2$ .

Como las fisuras se cierran a medida que aumenta el esfuerzo, a mayor profundidad será menor la discontinuidad, por tanto los derrames de lava deberán provenir de "magma superficial".

### III.3.- Resistencia a la Tensión

La resistencia a la tensión en rocas, es difícil de obtener ya que intervienen diversos factores como son:

Grietas o fisuras de las probetas y principalmente la concentración de esfuerzos en el dispositivo de sujeción del espécimen.

Las técnicas para probar un espécimen a tensión consisten en someter la muestra a tensión axial, compresión diametral (prueba brasileña).

El método mas antiguo y menos preciso es el de tensión simple, y existen dos técnicas para efectuar esta prueba. Una consiste en transmitir la carga de tensión axial al espécimen de roca con casquetes metálicos cementados a sus extremos.

En la otra técnica, la carga de tensión se aplica a los especímenes con mordazas ajustadas a sus extremos que son de mayor sección transversal que la zona central del espécimen donde se produce la falla. (FIG III.3)

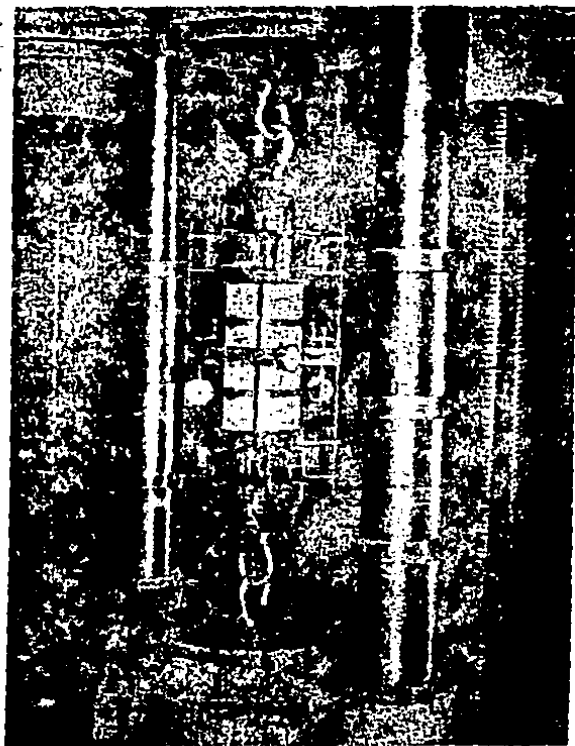


Fig. III.3 Dispositivo de Tensión Triaxial

JORGE ZENTENO ATALA  
INGENIERIA CIVIL

La prueba brasileña consiste en someter al espécimen simplemente apoyado en sus dos extremos a una carga en el punto medio del claro. Cuando los esfuerzos son más altos que la resistencia a la tensión de la roca, el espécimen falla. (FIG III.4 y III.5)



Fig. 111,4

Prueba de Flexión

JORGE ZENTENO ATALA

INGENIERIA CIVIL

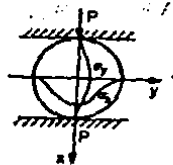
La prueba que se utiliza con mayor frecuencia para determinar la resistencia a la tensión es la prueba brasileña que consiste en someter a presión diametral a un espécimen cilíndrico produciendo así esfuerzos de tensión, esfuerzo "y", y de compresión, esf "x", cuyos valores máximos son:

esf x =  $6P/\pi Dl$  de compresión (verticalmente)

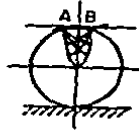
esf y =  $-2P/\pi Dl$  de tensión (horizontalmente)

A pesar de que el esfuerzo de tensión inducido es menor que el de compresión, el espécimen falla a lo largo del eje vertical debido a su menor resistencia a la tensión. (FIG III.5)





a) Diagramas de esfuerzos de compresión,  $\sigma_x$  y de tensión,  $\sigma_y$



b) Zona de ruptura debido a fricción en el área cargada

Fig. III.5

Prueba Brasileña

JORGE ZENTENO ATALA

INGENIERIA CIVIL

### III.3.- Resistencia al esfuerzo cortante.

La resistencia al esfuerzo cortante es una propiedad tanto de la roca intacta como de las juntas o planos de debilidad de los macizos.

Esta propiedad es más importante que la resistencia a la compresión y a la tensión principalmente en las rocas cuyas grietas están rellenas. Como las discontinuidades afectan la resistencia de la roca, mientras más grande sean los especímenes de prueba se tendrá una mayor confiabilidad en los resultados.

Existen diferentes tipos de instalaciones de laboratorio para obtener la resistencia al corte de especímenes de roca.

En la figura III.6 se muestra un marco de corte utilizado en el Instituto de Hidrotecnia de la URSS. El espécimen, de 80 a 100 cm de diámetro, se acopla a los bloques de concreto y la carga se aplica mediante gatos hidráulicos.

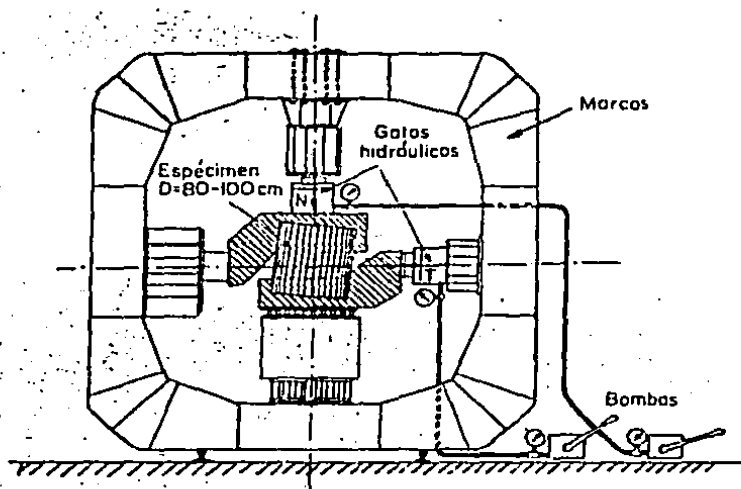


Fig. III.6

Dispositivo para el ensayo de corte directo en el Instituto de Hidrotecnia de la U.R.S.S.

JORGE ZENTENO ATALA

INGENIERIA CIVIL

En la siguiente figura (FIG III.7) se muestra una caja de corte directo de tipo Casagrande, empleado en la Escuela Politécnica de Paris:

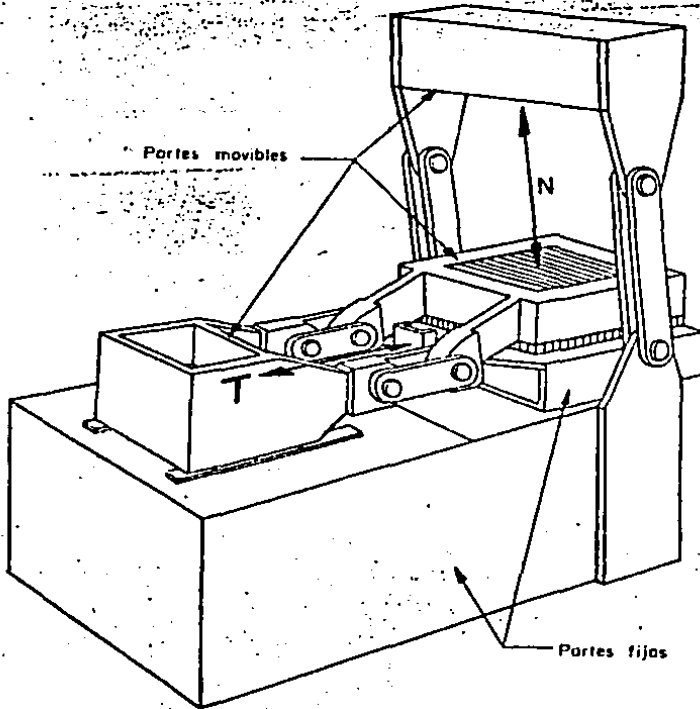


Fig. III.7

Máquina de Corte Directo (parvis)

JORGE ZENTENO ATALA

INGENIERIA CIVIL

Un método sencillo para prueba de corte doble para especímenes cilíndricos de 15 mm de diámetro y 75 mm de longitud, se describe en el siguiente esquema. (FIG III.8)

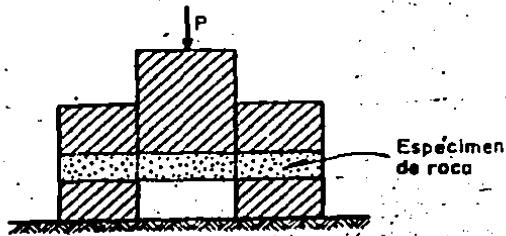
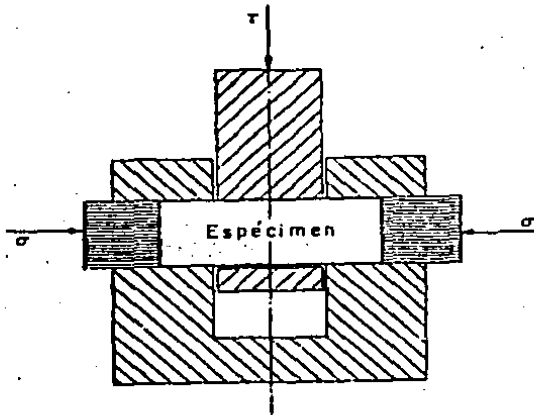


Fig. 111.8

Dispositivo para Pruebas de corte doble en Especímenes Cilíndricos.

Dispositivo para Pruebas de corte doble en Especímenes Rectangulares.

JORGE ZENTENO ATALA

INGENIERIA CIVIL

Las pruebas consisten en provocar una falla por corte a través del material intacto en un plano seleccionado previamente o a través de un plano de debilidad preexistente. La muestra se prepara con una ranura o cementándose en un molde. (FIG 111.9)



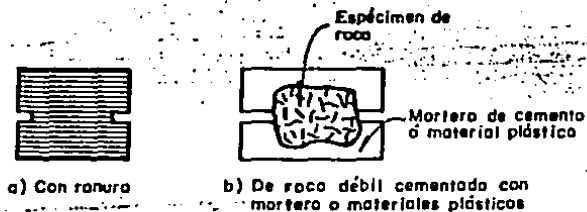


Fig. III.9

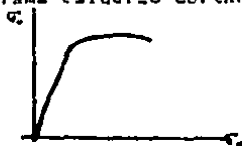
Especímenes de Roca para Pruebas de corte simple.

Las pruebas de corte simple o directo se efectúan aplicando al espécimen una carga normal constante,  $N$ , y una carga tangencial  $T$ , que se incrementa desde cero hasta un valor máximo. Durante el ensayo se miden los desplazamientos vertical y horizontal de la parte superior del espécimen con respecto a la inferior.

Al aumentar la carga tangencial  $T$ , manteniendo constante la carga normal,  $N$ , se incrementan los esfuerzos cortantes, hasta llegar a un máximo, en el cual se fractura el espécimen y aparece una grieta horizontal. La parte superior del espécimen posee mayor libertad para desplazarse y las deformaciones horizontales se incrementan más rápidamente.

El esfuerzo máximo corresponde a la resistencia de la roca al cortante.

Al efectuar los ensayos de diferentes especímenes de una misma roca, variando la carga normal para cada prueba se construye el diagrama esfuerzo cortante-esfuerzo normal.



### III.5.- Deformabilidad

El valor de la deformabilidad que se obtiene mediante ensayos de campo, se emplea principalmente en:

- Diseño de revestimiento de túneles a presión.
- Diseño de cimentaciones que estarán sometidas a carga elevadas.
- Evaluación de la necesidad de tratamiento de consolidación de la roca.
- Evaluación de la eficiencia del tratamiento.
- Como parámetro en el análisis de esfuerzos y deformaciones de las obras subterráneas y a cielo abierto.

Estas pruebas se pueden hacer con base de los siguientes métodos.

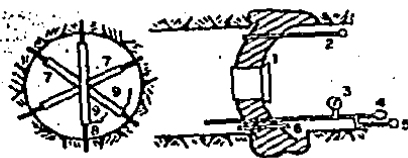
- III.5.a) Túnel bajo presión hidrostática
- III.5.b) Ensayos de placa
- III.5.c) Gato plano
- III.5.d) Dilatómetros
- III.5.e) Ensayos de refracción sísmica o dinámicos.

### III.5.a) Túnel bajo presión hidrostática.

Consiste en aislar un tramo de túnel o galería e inyectarle agua a presión midiendo las deformaciones resultantes.

Este procedimiento es uno de los más costosos, aunque tiene la ventaja de afectar un volumen de roca mayor que con otros métodos de medición.

La medición de los desplazamientos de puntos interiores de la masa de roca permite calcular el módulo de deformación de la roca que se encuentra afuera de la zona de descompresión, cercana a las paredes del túnel. (FIG III.10)



- |                    |                   |
|--------------------|-------------------|
| 1 Caja de registro | 6 Ducto de cables |
| 2 Purga de aire    | 7 Barras Invar    |
| 3 Manómetro        | 8 Cuerda vibrante |
| 4 Contador         | 9 Cables          |
| 5 Entrada de agua  |                   |

Fig. III.10

Túnel Bajo Presión Hidrostática.

JORGE ZENTENO ATALA  
INGENIERIA CIVIL

### III.5.b) Prueba de Placa

Con esta prueba se puede calcular el módulo de elasticidad de la roca con base a la solución propuesta por Bussinesq, para un sólido semilinfinito, isótropo y elástico.

La prueba consiste en aplicación de cargas constantes en las paredes opuestas del túnel o galería.

La selección del sitio donde la prueba se va a ejecutar debe ser aquél que esté exento de depresiones o extremos del túnel; además el sitio de prueba debe labrarse manualmente para que las paredes sean lo más planas posibles y paralelas entre sí. Si el túnel ha sido excavado con explosivos deberán evaluarse las discontinuidades que pudieran generar este método. (FIG III.11)

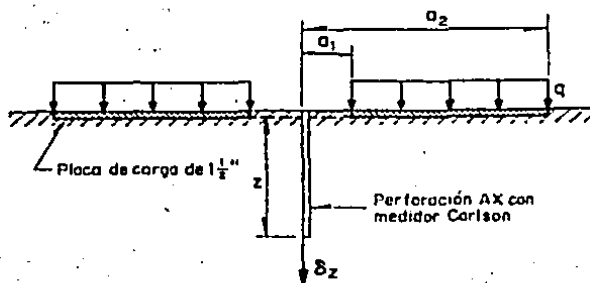


Fig. III.11

Placa Flexible.

JORGE ZENTENO ATALA

INGENIERIA CIVIL

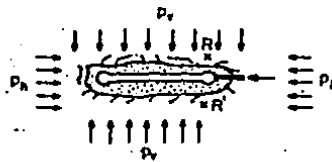
La carga máxima aplicada deberá ser del orden de 1.5 veces de la que será impuesta a la masa rocosa. La carga máxima se alcanzará en el último de una serie de 3 a 5 ciclos de carga y descarga.

La distribución de los esfuerzos aplicados sobre la roca dependerá de la rigidez de la placa utilizada. La placa se denomina flexible cuando la carga se transmite a la roca por medio de gatos Froyssinet, y se llama rígida cuando la carga se transmite a través de una placa rígida que únicamente admite deformaciones muy pequeñas.

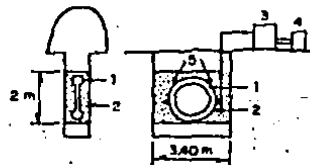
### III.5.c) Prueba con Gato Plano

El Gato plano es un dispositivo con recipiente plano lleno de aceite, de paredes metálicas delgadas, empleado para transmitir una presión conocida o para medir la presión que actúa normalmente a sus caras. (FIG III.12)





a) Localización de los puntos de referencia



b) Croquis del montaje general

- 1 Gato plano
- 2 Relleno de mortero
- 3 Depósito de aceite
- 4 Banda
- 5 Deformímetros

Fig. III.12

Prueba de Gato Plano.

JORGE ZENTENO ATALA

INGENIERIA CIVIL

El procedimiento consiste en formar en la pared rocosa una ranura mediante una línea de barrenos secantes. En la ranura se introduce un gato plano, sellado con mortero. En ésta forma se aplica a la roca una presión, perpendicular al gato.

La prueba se repite en las dos direcciones paralelas a la pared de ensaye para poder detectar el comportamiento anisotrópico del macizo.

#### III.5.d) Dilatómetros

##### III.5.d1.- Dilatómetro portugués

Es una sonda cilíndrica que permite aplicar una presión uniforme a las paredes de una perforación y medir las deformaciones producidas.

Este instrumento tiene la ventaja de poder ser utilizado en barrenos de 78 mm de diámetro que son los comunmente usados en exploración y estan diseñados para aplicar presiones hasta de 150 kg/cm<sup>2</sup>.

El dilatómetro está constituido por un cuerpo metálico cilíndrico envuelto en una camisa de hule. En el cuerpo de este aparato están montados transductores que permiten evaluar los desplazamientos. En los extremos de los transductores existen unas cabezas metálicas pequeñas que se mantienen en contacto permanente con la pared de la perforación en puntos diametralmente opuestos. De la cabeza del dilatómetro sale un cable eléctrico que une los transductores con el dispositivo de medición, una manguera de hule reforzada para el paso de agua a presión y otra para el paso de aire comprimido. (FIG 111.13)

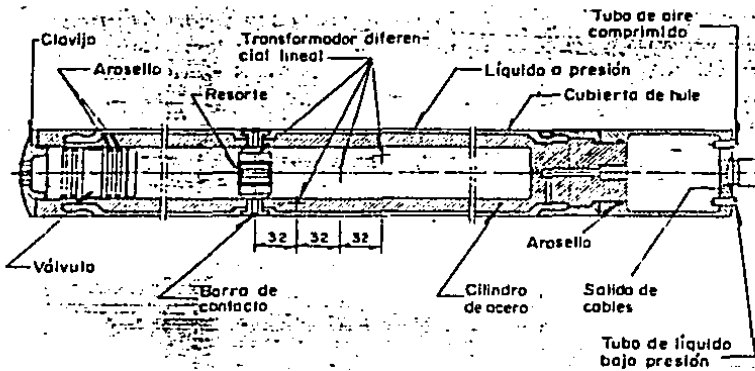


Fig. III.13

Dilatómetro Portugues

El procedimiento consiste en introducir el dilatómetro en la perforación, aplicándole aire a 3 kg/cm<sup>2</sup> de presión con lo que las cabezas de los transductores se retraen. Se instala a la profundidad de ensaye mediante una serie de barras roscadas. Entonces se cierra el aire comprimido para que las cabezas de los transductores hagan contacto con la roca.

Entre la camisa de hule y el cuerpo del dilatómetro se establece, con agua, la presión que se desea transmitir a la pared de la perforación.

Las deformaciones del diámetro de la perforación, en la sección de estudio, son evaluadas a partir de las señales producidas en los transductores.

#### III.5.d2.- Dilatómetro Goodman

Es un aparato cilíndrico utilizado en el interior de las perforaciones para aplicar cargas en una dirección diametral mediante dos placas de acero.

El ensaye consiste en introducir el dilatómetro en la perforación hasta la profundidad de ensaye, aplicar la carga activando el sistema de bombeo y finalmente descargar y extraer la sonda.

La interpretación cuantitativa de las mediciones hechas con este instrumento es más complicada que la de las hechas con otros dilatómetros debido a que la carga aplicada no es continua sobre toda la circunferencia de la perforación. Las placas de acero son mucho más rígidas que la roca y penetran en la roca con muy poca flexión. Por tanto, la condición de frontera que debe satisfacerse es más bien la del desplazamiento constante y no la de presión constante. Las presiones leídas representan un valor promedio de las realmente aplicadas en la frontera acero-roca. Sin embargo, los resultados en las que se suponen desplazamientos constantes difieren poco de los problemas en los que se utiliza en los cálculos los valores promedio de la presión y del desplazamiento. (FIG III.14)

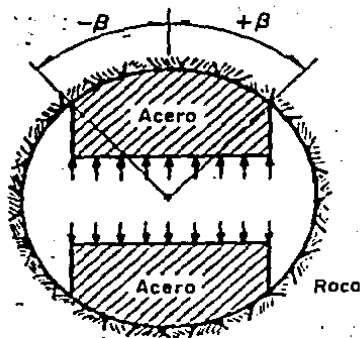


Fig. III.14

Sección Transversal del Dilatómetro Goodman.

**ESTA TESIS NO DEBE  
SALIR DE LA BIBLIOTECA**

**111.5.43.- Presi6metro M6nard**

Este instrumento es un dilat6metro mediante el cual se aplica una presi6n en el interior de una perforaci6n y se mide el cambio de volumen de la misma.

Consta de dos partes principales: Una sonda y un recipiente cilindrico. (FIG 111.15)



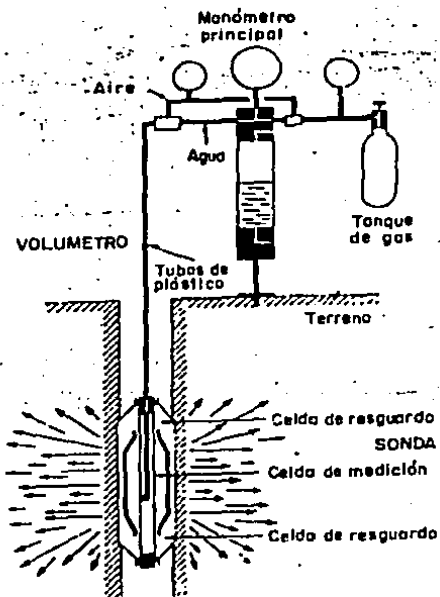


Fig. III.15

Presiómetro de Monard.

JORGE ZENTENO ATALA

INGENIERIA CIVIL

La sonda se instala a la profundidad requerida y se aplica la presión por incrementos. Los cambios de volumen se anotan a intervalos de 15, 30 y 60 segundos. La gráfica presión deformación volumétrica del terreno, se calcula y el módulo de elasticidad se calcula en la fase lineal de la gráfica.

#### III.5.e) Ensayes dinámicos

El método dinámico de campo es el sísmico de refracción. Para aplicarlo en dos o más formaciones litológicas, se requiere que en la formación superficial la velocidad de propagación de las ondas sea menor.

Los parámetros dinámicos se obtienen a partir de la celeridad de las ondas longitudinales y transversales generadas en el terreno por medio de explosivos o con un golpe de martillo.

En el croquis (FIG III.16) se presenta un ensaye de refracción sísmica, en el que se señala como se obtienen las velocidades de las ondas longitudinales, en las capas superficial y profunda, a partir de la gráfica distancia-tiempo de llegada de la primera onda.

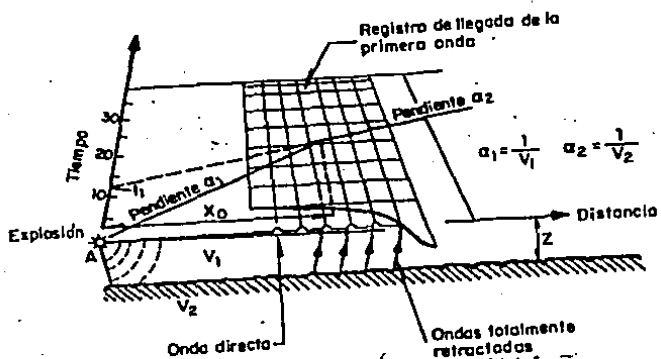


Fig. III.16

Método de Prospección Sísmica de Refracción.

JORGE ZENTENO ATALA

INGENIERIA CIVIL

### III.6.- Esfuerzos internos

Para la determinación de los esfuerzos internos de un macizo se recomiendan los ensayos de roseta de deformación y gato plano. Estos ensayos son superficiales. Se prefiere al segundo porque proporciona el valor de los esfuerzos sin necesidad del valor del módulo de elasticidad ni de la relación de Poisson.

#### III.6.x) Roseta de deformación

Esta prueba consiste en la medición de las deformaciones producidas al relajar de los esfuerzos una porción de la masa rocosa mediante el corte con una broca muestreadora. Los esfuerzos internos se determinan a partir de las deformaciones medidas, empleando relaciones esfuerzo-deformación de la teoría de la elasticidad. (FIG III.17)

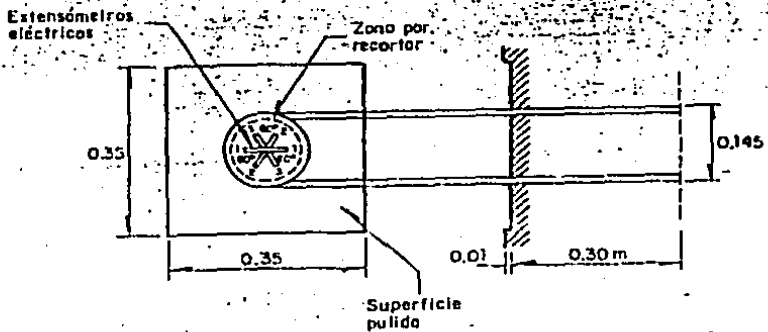


Fig. III.17

Roseta de Deformación

JORGE ZENTENO ATALA

INGENIERIA CIVIL

### III.6.b) Gato plano

Este procedimiento consiste en medir la deformación inducida entre dos puntos de referencia, localizados en la pared de una galería, cuando se recorta una ranura entre ellos. Se introduce en la ranura un gato plano y se aplica una presión tal que la deformación registrada se recupere. Si el gato plano está localizado en una ranura normal a una dirección principal de esfuerzo, la presión aplicada para la recuperación de la deformación inducida es igual al esfuerzo principal en esa dirección. (FIG III.18)

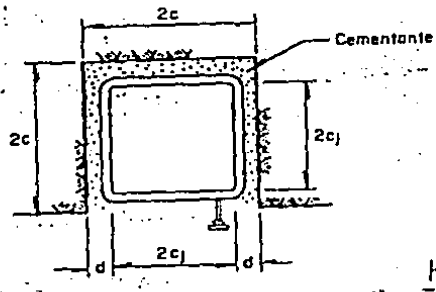


Fig. III.18

Gato plano

### III.6.a) Gatos curvos

Este procedimiento inspirado en el anterior, tiene la ventaja de permitir mediciones hasta 7 m de profundidad. (FIG III.19)



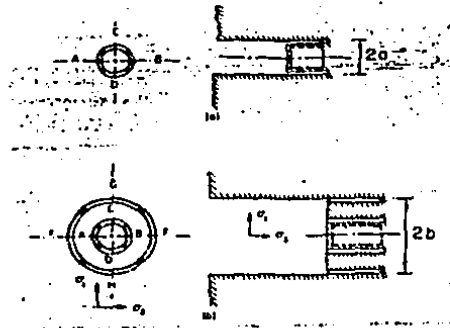


Fig. III.19

Determinación de Esfuerzos Internos Mediante Gatos Hidráulicos.

#### III.C.d) Sondas flexibles

Han sido desarrolladas varias sondas de este tipo. Una de las más conocidas es la del Departamento de Minas de Estados Unidos. El elemento sensible en esta sonda es un cantiliver de cobre al berilio, al cuál están adheridos cuatro deformímetros eléctricos, formando un puente completo. (FIG. III.20)

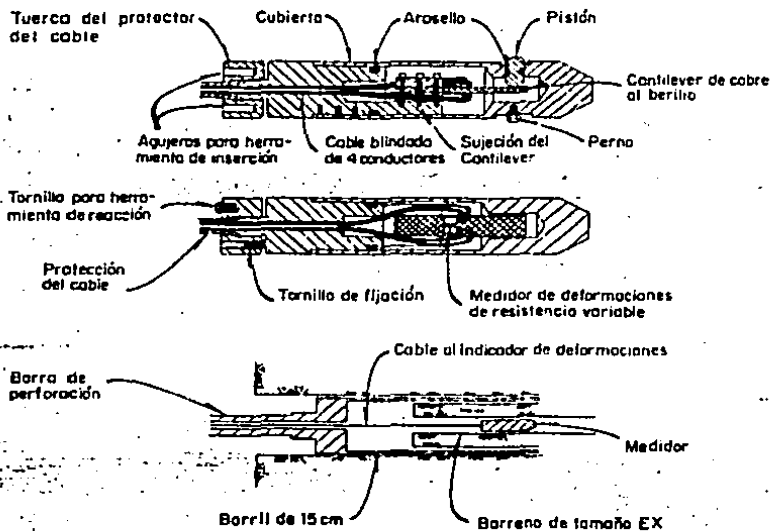


Fig. 111.20

Sonda del Departamento de Minas de E.U.

La característica común de estas sondas es que registran la deformación producida al aliviar de esfuerzos el tramo de perforación que contiene la sonda mediante una barrenación concéntrica de mayor diámetro y se logran hacer mediciones hasta 6 o 7 m de profundidad.

### III.6.e) Sondas rígidas

Estas sondas difieren de las de medición de deformación blandas o flexibles en que son aparatos con un módulo de elasticidad mayor que el de la roca. Están diseñadas para medir los esfuerzos directamente en vez de las deformaciones a partir de las cuales pueden calcularse los esfuerzos. Si una de estas sondas rígidas son cementadas en el interior de una perforación cilíndrica de manera que exista continuidad de esfuerzos y desplazamientos a través de la frontera entre la sonda y el medio rocoso, cualquier cambio de valores del campo de esfuerzos en la roca produce un cambio de esfuerzos en la sonda. La relación entre los esfuerzos en la sonda y en la roca depende principalmente de la relación entre el módulo de rigidez al cortante del material de la sonda, y el de la roca, y es menos dependiente de los valores relativos de la relación de Poisson.

## IV. - CIMENTACIONES

El objeto de una cimentación es la de proporcionar el medio para que las cargas de la estructura concentradas en columnas o en muros o en otro tipo de estructura, como el caso de cortinas de presa o en puentes, se transmitan al terreno, produciendo en este un sistema de esfuerzos que puedan ser resistidos con seguridad sin producir asentamientos tolerables, ya sean estos uniformes o diferenciales.

### IV.1.-INFORMACION GEOHECANICA

La información geomecánica es necesaria para conocer la planta y los perfiles geológicos del sitio, en los que se defina la distribución horizontal o vertical de las formaciones y la calidad de las mismas. En particular es necesario conocer el espesor del material de acarreo y de la zona intemperizada de mala calidad, así como la posición del nivel freático.

La profundidad de los sondeos de exploración dependerá de la función y de las características de la obra proyectada.

El conocimiento del valor de la permeabilidad de la roca bajo el nivel de desplante, obtenido de pruebas de campo, permite detectar zonas de mala calidad y definir la conveniencia de

tratamiento con base en inyecciones. Cuando el macizo ha sido inyectado con anterioridad debe tomarse nota de la magnitud de los conchumos de lechada a fin de lograr una mejor idea de su porosidad y agrietamiento.

El conocimiento de las características de las discontinuidades como el número de familias de juntas, espaciamiento, orientación, abertura, rugosidad, ondulación y relleno de fisuras, fracturas y planos de estratificación permite una mejor interpretación de los resultados de las pruebas de deformabilidad de campo.

Deben estudiarse la distribución y el volumen de la corriente de agua superficial y la alterabilidad química y mecánica de las formaciones bajo la cimentación para localizar adecuadamente los sitios de desplante y diseñar las obras necesarias de drenaje superficial y subterráneo.

En obras de gran magnitud o que requieran de excavación de más de diez metros es conveniente medir el estado de esfuerzos internos del macizo.

#### IV.2.-CAPACIDAD DE CARGA

La capacidad de carga en las rocas, puede ser muy variable según el tipo de roca en el que se vaya a construir una

estructura, por lo cual es necesario llevar a cabo los ensayos de resistencia a la compresión, tensión y al corte, y pruebas de deformabilidad.

Puedan existir varios casos en los que la roca se muestre de mejor o peor calidad, por lo cual es necesario, dividir el estudio en :

#### IV.2.a.- Roca homogénea sana

Este tipo de material es frecuentemente más resistente y menos deformable que el concreto y por tanto el cálculo de su capacidad de carga es, a menudo, innecesario. Sin embargo, se recomienda emplear como capacidad de carga un valor no mayor al cuarenta por ciento de la resistencia a la compresión medida en el laboratorio en especímenes de roca intacta. El empleo de esta capacidad de carga conservadora se justifica por el efecto de escala, es decir, por la diferencia que puede existir entre la resistencia de una masa rocosa y la de un espécimen en el laboratorio.

#### IV.2.b.- Roca homogénea fisurada

A este tipo de roca se le considera que tiene una resistencia a la compresión igual o mayor a 10 kg/cm<sup>2</sup> y cuyas discontinuidades tienen una separación mayor de un metro. Cuando

la roca reúna estas características, el cálculo de la capacidad de carga es generalmente innecesario, siempre que las discontinuidades estén cerradas y orientadas favorablemente para la estabilidad (FIG IV.1). Sin embargo cuando no se tiene mayor información que el valor de la resistencia uniaxial de los núcleos de roca y el valor del espaciamiento promedio de las juntas rocosas en el macizo rocoso, es necesario recurrir a un coeficiente que depende del espaciamiento de las juntas rocosas y que va desde 0.1 hasta 0.4 para espaciamientos de 0.3 a 3.0 m.



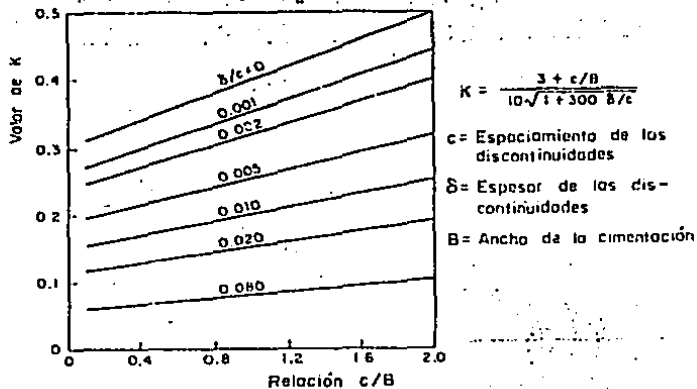


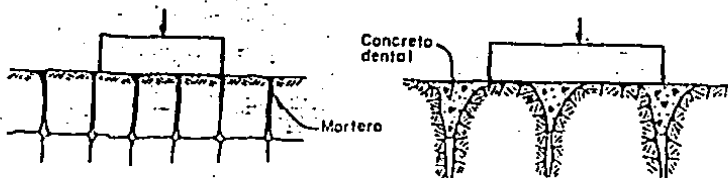
Fig. IV.1

Valores del coeficiente K en función del espaciamiento y espesor de las discontinuidades.

Existen rocas con juntas verticales, en las cuales su capacidad de carga puede considerarse igual al valor de la resistencia a la compresión.

Las rocas con juntas horizontales, deben ser examinadas a base de sondeos de exploración para verificar su presencia. La posibilidad de existencia de tomarse en cuenta empleando como capacidad de carga de la tercera a la quinta parte de la resistencia a la compresión.

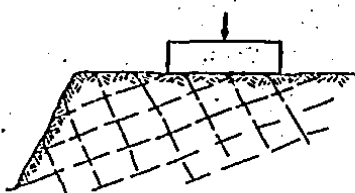
Cuando la roca tiene dos o mas familias de juntas, esta se debe analizar igual que como si fuera una roca con fisuras horizontales. (FIG IV.2)



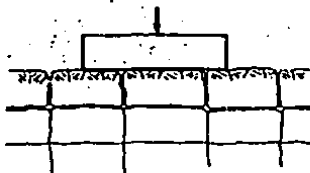
Rocas con Juntas Verticales



Cimentación en rocas con dos o más familias de Juntas.



Cimentación sobre un bloque inestable



Rocas con Juntas Horizontales

Fig. IV.2

JORGE ZENTENO ATALA

INGENIERIA CIVIL

#### IV.2.c.- Roca muy fisurada y alterada

Cuando la roca es homogénea en su fisuración, es decir, cuando sus discontinuidades son numerosas y orientadas al azar o cuando está muy alterada o fragmentada, es aceptable considerarla como una masa granular y diseñar la cimentación con base a un cálculo normal en suelos, ya que se podría considerar como un tipo de suelo con diferentes capas. La estimación de los parámetros de resistencia de la masa es generalmente difícil, a menos que puedan realizarse pruebas a gran escala. En caso de duda es recomendable emplear los parámetros correspondientes a la fracción más alterada de la masa.

#### IV.2.d.- Roca con cavidades

Cuando existen cavidades en la roca debe revisarse la estabilidad a corto y largo plazo considerando el techo como elemento estructural bajo las cargas que le serán impuestas. Si la resistencia no es suficiente, el techo será demolido o se perforará para dar paso a las columnas o pilas con la finalidad de desplantar la cimentación en terreno firme. Si esto no es posible, deberá asegurarse la estabilidad del techo. Deben tomarse las medidas necesarias para evitar la degradación y pérdida de resistencia del material con el tiempo.

La exploración de roca con cavidades deberá incluir, por lo

menos, un barrenado en cada uno de los sitios en que habrá concentraciones de carga debidas a la estructura.

#### IV.3. - TIPOS DE CIMENTACIONES

Las cimentaciones se pueden dividir en:

IV.3.A) Cimentaciones poco profundas

IV.3.B) Cimentaciones profundas

##### IV.3.A) Cimentaciones poco profundas

En esta parte del capítulo se estudian las cimentaciones de todos aquellos tipos que se conocen en la rutina diaria de la ingeniería con el nombre de poco profundas o superficiales. En general, estas expresiones se refieren a cimentaciones en las que la profundidad del desplante no es mayor que un par de veces el ancho del cimiento; sin embargo, es evidente que no existe un límite preciso en la profundidad de desplante que separe a una cimentación poco profunda de una profunda.

Los tipos más comunes de cimentaciones poco profundas son las zapatas y las losas de cimentación.

menos, un barrenado en cada uno de los sitios en que habrá concentraciones de carga debidas a la estructura.

#### IV.3.- TIPOS DE CIMENTACIONES

Las cimentaciones se pueden dividir en:

IV.3.A) Cimentaciones poco profundas

IV.3.B) Cimentaciones profundas

IV.3.A) Cimentaciones poco profundas

En esta parte del capítulo se estudian las cimentaciones de todos aquellos tipos que se conocen en la rutina diaria de la ingeniería con el nombre de poco profundas o superficiales. En general, estas expresiones se refieren a cimentaciones en las que la profundidad del desplante no es mayor que un par de veces el ancho del cimiento; sin embargo, es evidente que no existe un límite preciso en la profundidad de desplante que separe a una cimentación poco profunda de una profunda.

Los tipos más comunes de cimentaciones poco profundas son las zapatas y las losas de cimentación.

#### IV.3.A1.- Zapatas

Una zapata es una ampliación que se realiza en el apoyo de una columna o de un muro a fin de reducir la presión de contacto con el terreno y no sobrepasar la presión máxima permisible. Bajo muros se construyen generalmente zapatas largas, rectangulares denominadas zapatas continuas. Bajo columnas se construyen ya sea zapatas aisladas, que pueden ser cuadradas o rectangulares, o zapatas continuas uniendo estructuralmente grupos de columnas.

#### IV.3.A2.- Losas de cimentación

Cuando las discontinuidades sean considerables, la resistencia de la roca sea muy baja o las cargas sean muy altas, las áreas requeridas para apoyo de la cimentación deben aumentarse, llegándose al empleo de verdaderas losas de cimentación, construidas también de concreto reforzado.

En este tipo de cimentación se emplea todo el espacio de terreno disponible, para transmitir las cargas, de tal manera, que la presión sea aceptable por el tipo de roca. Como consecuencia, el riesgo de falla en áreas con discontinuidades muy pronunciadas disminuye. Sin embargo, si los estratos deformables son profundos, los asentamientos estimados no varían y pueden ser ligeramente mayores debido al mayor peso de la losa de cimentación y a la mayor área de influencia, que si la

cimentación se propone con zapatas.

#### IV.3.B1: Cimentaciones profundas (FIG IV.3)

Las condiciones del suelo superficial no siempre son apropiadas para permitir el uso de una cimentación poco profunda. del tipo de cimentaciones poco profundas. En tal caso será preciso buscar terrenos de apoyo mas resistentes a mayores profundidades; a veces estos no parecen a niveles alcanzables económicamente y es preciso utilizar como apoyo los terrenos blandos y poco resistentes de que se dispone, contando con elementos de cimentación que distribuyan la carga en un espacio grande de la roca suave o suelo. En todos estos casos se hace necesario recurrir al uso de cimentaciones profundas.

Los elementos que forman las cimentaciones profundas que hoy se utilizan más frecuentemente se distinguen entre sí por la magnitud de su diámetro o lado, según sean de sección recta circular o rectangular que son los más comunes. Estas se pueden dividir en:

IV.3.B1.- Pilotes

IV.3.B2.- Pilas

IV.3.B3.- Cilindros



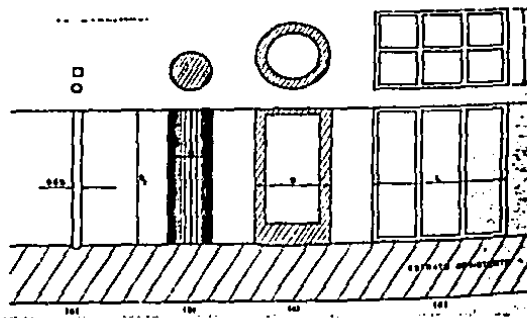


Fig. IV.3

Tipo de cimentaciones profundas

- a) Pilote
- b) pila
- c) Cilindro
- d) Cajón

JORGE ZENTENO ATALA

INGENIERIA CIVIL

#### IV.3.B1.- Pilotes

Los elementos muy esbeltos, con dimensiones transversales de orden comprendido entre 0.30 y 1.0 m se denominan pilotes. A pesar del amplio rango de dimensiones que se indicó, la inmensa mayoría de pilotes en uso tienen diámetros o anchos comprendidos entre 0.30 y 0.60 m; pueden ser de madera, concreto o acero.

Desde el punto de vista de su forma de trabajo, los pilotes se clasifican en de punta, de fricción y mixtos. Los pilotes de punta desarrollan su capacidad de carga con apoyo directo en una roca y generan resistencia por fricción lateral con la roca que los rodea.

#### IV.3.B2.- Pilas

Los elementos cuyo ancho sobrepasa 1.0 m, pero no exceda del doble de ese valor suelen llamarse pilas. Sin embargo, no se ha establecido hasta hoy una distinción definida entre pilas y pilotes y el criterio arriba expuesto tiene el único mérito de ser seguido por un cierto número de especialistas. Para otros una pila es simplemente un elemento que, trabajando exactamente igual que una zapata, transmite cargas a mayor profundidad que la que suele considerarse en aquéllas; según otros especialistas un elemento es pila cuando la relación profundidad a ancho es 4 o

mayor, en tanto que para una zapata suelen considerarse relaciones del orden de 1.

Las pilas suelen ser preexcavadas a mano o con maquinaria especial, pues sus dimensiones prohíben su hincada a golpes. El procedimiento denominado del pozo seco, consiste simplemente en fabricar manualmente un pozo hasta el estrato resistente, convenientemente adomado y de dimensiones tales que un hombre, por lo menos, pueda trabajar en su interior; como su nombre lo indica, el método solo puede aplicarse en terrenos secos o en los que las filtraciones sean muy pequeñas. El llamado método Chicago es una variante del anterior, en la que se va excavando el material hasta una profundidad del orden de 1 a 2 m, según su consistencia; la excavación se adoma con largueros verticales de madera, que se mantienen con anillos de acero; se continúa después la excavación, repitiendo las operaciones de adomado en cada tramo; al alcanzar el nivel de apoyo, suele ampliarse la base, para mejorar el poder portante del elemento; el hueco así producido, se arma con acero de refuerzo y se rellena de concreto.

#### IV.3.B3.- Cilindros

Muchas veces se requieren elementos de mayor succión que los anteriores a los que se da el nombre de cilindros, cuando son de esa forma geométrica o cajones de cimentación, cuando son

rectangulares. Sus diámetros suelen oscilar entre 3.0 y 8.0 m, se construyen huecos para ahorro de materiales y de peso, con un tapón en su punta y siempre se hacen de concreto.

El procedimiento de construcción consiste en colocar sobre el terreno el elemento, excavando en su interior con una cuchara de alicata para retirar el material; el cilindro va descendiendo a medida que se retira el material bajo él, hasta llegar al estrato resistente. La penetración se facilita con punta bicelada o cuchilla de acero en la parte inferior. Cuando son de gran longitud se construyen por tramos, colando cada sección sobre la superficie, monolíticamente unida a la parte que se haya hincado con anterioridad. Frecuentemente, en cilindros largos se hace necesario lastrarlos a fin de vencer la fricción lateral que se opone a su descenso; en otras ocasiones se utilizan chiflones para el mismo fin. Una vez colocado el elemento en posición se cueja un tapón en su parte inferior y una tapa en la superior, quedando el interior hueco.

La capacidad de carga y los asentamientos de estos elementos se pueden estimar con los métodos descritos para pilotes, con las mismas incertidumbres analizadas en su caso, incrementadas inclusive ahora, por la falta de pruebas a escala natural, pues por ser los cilindros de cimentación elementos más costosos que los pilotes, son más escasas en la literatura las descripciones de pruebas de carga en cimentaciones construidas con ellos.

Los cajones de cimentación, como se dijo anteriormente, se distinguen de los cilindros por su forma paralelepédica.

#### IV.4.- ASENTAMIENTOS

Los asentamientos de una cimentación sobre roca se deben en general más al cierre de las discontinuidades perpendiculares a los esfuerzos inducidos que a la deformación de la roca.

La deformación bajo la carga transmitida por una cimentación, en macizos rocosos, con dos o más familias de juntas, estudios experimentales han demostrado que las soluciones de la elasticidad, suponiendo un medio homogéneo e isótropo no son apropiadas para determinar la distribución de esfuerzos y deformaciones en medios estratificados.

En macizos rocosos con dos o más familias de juntas, los parámetros de mayor influencia sobre la distribución de esfuerzos son:

- La dirección de las familias de juntas
- la calidad, forma y arreglo de los bloques que integran el macizo
- La configuración y alteración de las superficies de los bloques
- La resistencia al corte de las juntas

- La deformabilidad y resistencia de los bloques
- La relación entre la deformación de la estructura apoyada y la roca de cimentación
- El número de bloque en contacto con la estructura

La distribución de esfuerzos en un medio integrado por un arreglo de bloques que representa un macizo rocoso estratificado y fisurado varía según la orientación de los estratos.

Cuando la estratificación es horizontal y la carga vertical, el diagrama de esfuerzos es un bulbo estrecho en la dirección de la carga. A medida que la inclinación es mayor una parte de los esfuerzos se transmite en el sentido de la estratificación.

Existen dos hechos importantes revelados por experimentos realizados. Uno, es la concentración de esfuerzos que se genera en los bloques localizados al centro del área cargada que pueden alcanzar un valor de 2.5 a 4 veces el de la presión aplicada. Esta concentración es máxima cuando la carga es perpendicular a la estratificación y prácticamente desaparece cuando la carga tiene el sentido de los estratos. El segundo hecho importante es la existencia de una amplia zona de esfuerzos de tensión que se genera en el medio debido a la separación y rotación de los bloques durante la deformación a pesar de que un sistema fisurado o fracturado no es, supuestamente, capaz de recibir ni transmitir

este tipo de esfuerzos.

A continuación mencionaremos el comportamiento de los asentamientos en los diferentes grupos de rocas.

#### IV.4.a.- Roca homogénea

El valor de los asentamientos en roca homogénea tiene, en general, importancia práctica, pero puede calcularse empleando el módulo de elasticidad obtenido en pruebas de laboratorio y/o de campo y las soluciones de la teoría de la elasticidad utilizadas para el cálculo de los asentamientos inmediatos en suelos.

#### IV.4.b.- Roca sana estratificada horizontalmente.

En este tipo de roca se emplea el método de Steinbrenner, para la estimación de los asentamientos. Para la aplicación de este método es necesario contar con el valor de los parámetros elásticos de cada estrato medidos en pruebas de laboratorio.

#### IV.4.c.- Roca alterada y/o fracturada

En estos tipos de roca los asentamientos se calculan como si se tratara de un material homogéneo y continuo, pero empleando parámetros de deformabilidad obtenidos mediante ensayos de campo de gran escala.

Cuando la alteración es muy grande la estimación de los asentamientos puede efectuarse con base en el valor de la

comprecibilidad de la fracción más alterada, con una corrección eventual para tomar en cuenta la proporción de fragmentos de roca sana.



## V.- ESTABILIDAD DE TALUDES

Uno de los problemas que a menudo necesita resolver el ingeniero, es el correspondiente a los fenómenos de inestabilidad de taludes en cortes y terrapienes.

Un talud de tierra no puede considerarse estable indefinidamente, porque tarde o temprano la estabilidad que pueda presentar se pierde debido a los agentes naturales tales como las presiones hidrostáticas, el intemperismo y la erosión. Un aumento temporal de cargas, la reducción de la resistencia del suelo, o una redistribución desfavorable de esfuerzos, son causas que contribuyen de una u otra manera a que el talud busque su posición mas estable.

La mayoría de los problemas que involucran la consideración de la estabilidad de taludes se relaciona con el proyecto y la construcción de desmontes para caminos, ferrocarriles y canales. La necesidad de construir grandes desmontes no apareció hasta principios del siglo XIX, cuando se construyeron los primeros ferrocarriles, pero desde entonces se han excavado un sin número de estos cortes con una profundidad y longitud cada vez mayores.

La experiencia ha demostrado que los taludes 1 (horizontal) y 1 1/2 (vertical) son generalmente estables y la verdad es que la mayoría de los desmontes para ferrocarriles y

caminos con una profundidad menor de 6 m tiene taludes con dicha inclinación y que lo mismo ocurre con muchos desmontes más profundos y perfectamente estables. Por ello, puede considerarse la inclinación 1 a 1 1/2, como el talud normal en la construcción de caminos y ferrocarriles. Cuando los taludes se hallan sumergidos, como en los canales, dicha pendiente varía entre 1:2 y 1:3. Pero los taludes más parados son los que se construyen en roca sana.

Los taludes en una roca muy fisurada y de mala calidad, con una pendiente menor a 40 grados están comúnmente cubiertos con una capa, producto de la descomposición de la roca, que dentro de distancias cortas puede variar en espesor entre cero y varias decenas de metros.

La ventaja de construir taludes en roca, es que, a medida que pasa el tiempo, los taludes formados por la naturaleza en la roca, cualquiera sea su calidad, no pierden su estabilidad, ya que este proceso, en suelos o en roca muy alterada, no termina hasta que las pendientes adquieren inclinaciones que llegan a 15 en horizontal por 1 en vertical y aun menos. Este hecho indica que los productos de la descomposición de la roca se desplazan de manera más o menos continua y desciende hacia el fondo de la pendiente, donde se acumulan o son arrastrados por erosión.

Las características de los materiales residuales y el

mecanismo del desplazamiento reflejan el tipo y las propiedades mecánicas de la roca subyacente meteorizada. Por ejemplo, en rocas solubles, como en la caliza, existe comunmente un límite muy brusco, aunque extremadamente disparejo, entre la roca intacta y el material completamente descompuesto, siendo de notar la ausencia total de zonas de transición.

La roca descompuesta esta formada con los minerales insolubles, comunmente de grano muy fino, que constituyen la roca madre. El desplazamiento de estos desechos se produce exclusivamente por fluencia plástica lenta y por debajo de la capa que fluye, por este fenómeno el suelo residual suele poseer una considerable cohesión, de modo que se pueden efectuar cortes estables con taludes de hasta 1 horizontal 1 vertical.

Debido a que la resistencia en la roca, es extremadamente alta, y sus propiedades son por lo general favorables, es posible construir taludes de hasta 1:15, en donde se estara completamente seguro de que el talud no sufrirá ningún tipo de falla.

Las reglas prácticas presentadas en las siguientes figuras se pueden emplear solo en taludes de hasta 15 m de altura cuando se cumplan las siguientes condiciones.

- Se haya efectuado una visita al sitio, identificando el tipo de roca y su estado.
- Se tenga la seguridad que no existan condiciones

especiales que ameriten análisis: existencia de superficies probables de deslizamiento con una orientación desfavorable, flujo de agua y vibraciones causadas por explosivos. En estos casos se debe efectuar el siguiente análisis. (VER FIG. V.1)

TIPO DE MATERIAL	TALUD RECOMENDABLE			OBSERVACIONES
	Hasta 5 m	De 5 a 10 m	De 10 a 15 m	
Gravas suavis y macizas.				Desarrollar a 1/2 ó 1/3 la parte comprendida si la hay.
Gravas suavis desmenuzadas en bloques.				Aumentar taludes segun la disposicion de los bloques.
Gravas melindas, gravas blanda empacadas en arena.				No se considero recomendable la construcción de bermas en el talud de talud.
Gravas estriada, gravas blanda empacadas en arena arenosa.				Se recomienda construir bermas con el objeto de evitar en ella las perforaciones de agua que ocasionan el deslizamiento.
Gravas suavis (intermedias) (terracotas).				Si el producto de la interpenetracion del gravas en arena fina, limas o arcillas, se promediada por un lado la altura de 1 m para saber hasta de 15 m y de 5 m para saber superior.
Derivas.	Se recomienda tener en cuenta las mismas observaciones que se hacen para los gravas, de proporción del grado de interpenetracion de la arena.			
Andenes suavis, no estructurados.				Se recomienda adoptar el grado de las planas de funcionamiento.
Andenes estructurados y para altura.				Se puede construir bermas de 5 m al cambiar talud de la parte inferior del muro en cualquier sentido en las estructuras y otras más elevadas.

Fig. V.1 Reglas prácticas

# U. ANAHUAC

TIPO DE MATERIAL	TALUD RECOMENDABLE			OBSERVACIONES
	Hasta 5 m	De 5 a 10 m	De 10 a 15 m	
<p>Arroyos frías y abstradas.</p> <p>Bancos arena o frías en grandes bloques, con coque de frías en un 10% horizontal y verticalmente.</p>				<p>Se recomienda desmenujar con talud 1:1 la parte superficial más abstrada. Se puede lavar de agua de los proyectores un sub-drenaje abstrada.</p> <p>Se recomienda amasar si queda los platos de frías horizontales, tal como desmenujar a 1:1 la parte superficial.</p>
<p>Frías como para frías.</p>				Se recomienda amasar.
<p>Bancos frías, con.</p>				Desmenujar 1/2:1 la parte superior del banco, o el frías horizontal en un 10%. Se lav con agua desmenujando abstrada 1:1.
<p>Bancos frías en bloques de coque tamaño.</p>				Si los bloques más coque y los coque, o coque en un 10% horizontal y verticalmente con agua.
<p>Bancos frías en bloques de coque tamaño.</p>				Si los bloques más coque en un 10% horizontal y verticalmente con agua.
<p>Bancos muy frías y en granos muy abstrados de frías.</p>				En granos muy frías se recomienda amasar al pie del talud una barrera de 1 m para coque de 15 m y de 10 m para coque de 15 m.
<p>Coque frías en bloques de coque tamaño y tamaño.</p>				Se recomienda definir el coque en el talud y los coque horizontales para darle a cada uno un talud correspondiente. Los coque horizontales se lavan con talud de 1:1 si se coque en un 10% horizontal y verticalmente con agua o un coque en un 10% horizontal y verticalmente con agua.

Reglas Prácticas

JORGE ZENTENO ATALA

INGENIERIA CIVIL

TIPO DE MATERIAL	TALUD RECOMENDABLE			OBSERVACIONES
	Hasta 5 m	De 5 a 10 m	De 10 a 15 m	
Tramite normal.				Si el terreno es de grano fino y está mojado, se propone aplicar las mismas recomendaciones que para el caso de los perliticosos.
Tubos, tubos brevemente, anchos, verticales o horizontales, tubos o tuberías de concreto.				En estos casos se recomienda en la parte superior del talud, se recomienda disminuir el nivel a 1/2:1.
Tubos, tubos brevemente, anchos, verticales o horizontales, tubos o tuberías de concreto.				Se evita un flujo de agua importante, se recomienda construir bermas de 1 m a la mitad de la altura, impermeabilizadas.
Tubos, tubos brevemente, anchos, verticales o horizontales para impermeabilización.				Se recomienda disminuir a 1/2:1 la parte superior al 1/3:1 en la parte superior de la impermeabilización de concreto.
Tubos, tubos brevemente, anchos, verticales o horizontales muy impermeabilizados.				Cambio de nivel a la mitad de la altura en curvas mayores de 25 m.
Llaves duros y resistentes, con estado del hormigón, pero frías.				No permitirse contrarrestos al no ser impermeables. Disminuir a 1/2:1 la parte superior más impermeabilizada.
Llaves suaves de resistencia media muy heterogénea.				No permitirse contrarrestos al no ser impermeables. Disminuir a 1:1 la parte superficial más impermeabilizada.
Armaduras tubos lentamente resistentes, impermeabilización mal definida horizontal o a lo largo del canal.				Disminuir 1/2:1 la parte muy impermeabilizada.
Armaduras para drenaje, muy afectado con flujo de agua.				Disminuir 1:1 la parte superficial muy impermeabilizada.

Reglas prácticas

JORGE ZENTENO ATALA

INGENIERIA CIVIL

# U. ANAHUAC

TIPO DE MATERIAL				OBSERVACIONES
	Hasta 5 m	De 5 a 10 m	De 10 a 15 m	
Conglomerado fuerte con cemento con máx. blanca o colorada.				Se recomienda aplicar cuidadosamente sobre las fragmentaciones anteriores.
Conglomerado pobremente cementado con máx. blanca.				Si la masa artificial se encuentra saturada o saturada o fuera también de humedad, se recomienda para estas espesuras de 10 m construir barridos de 1 m y formar de 4 m a la mitad de la altura.
Calles fracturadas con el ancho 2m a favor del agua con clasificación gruesa o mal definida.				Se recomienda demarcar 1:1 lo que se supone fracturado o muy fracturado.
Llaves con un ancho de 2m a favor del agua.				Demarcar 1:1.
Calles impermeabilizadas con faja de agua.				Proteger totalmente con materiales impermeables.
Calles con un ancho entre el agua entre 3m y 4.5m con clasificación artificial o buen cemento.	Dar el talud correspondiente al ancho de la calle más su fracturación, teniendo buena impermeabilización de 4 m a la mitad de la altura, como se muestra impermeabilizada.			
Calles muy fracturadas e impermeabilizadas.				Impermeabilizar totalmente.
Calles con una fracturación con el ancho entre el agua entre 3m y 4.5m.				Se puede considerar como si el ancho fuera horizontal.
Calles muy poco impermeabilizadas y fracturadas, con el ancho entre 4.5m y 5m entre el agua.				Demarcar lo más más fracturado a 1:1. Construcción impermeabilizada.

Reglas prácticas

JORGE ZENTENO ATALA

INGENIERIA CIVIL



# U. ANAHUAC

TIPO DE MATERIAL	TALUD RECOMENDABLE			OBSERVACIONES
	Hasta 3 m	De 3 a 10 m	De 10 a 15 m	
Pedras	Misma recomendación que para cimientos			
Aglomerado medianamente compacto con arena y plomo.				Comportamiento impredecible hasta, para altura superior de 10 m con un ancho horizontal de 10 m en el pie del talud.
Aglomerado medianamente compacto con arena y plomo.				Comportamiento impredecible hasta, para altura superior de 10 m con un ancho horizontal de 2 m a la base de la altura y para altura superior de 15 m con un ancho al pie de 4 m.
Arenas limpias y limpias compactas.				Descomponer 1:1 la parte superior más impermeabilizada, o con material impermeabilizado o con un ancho superior proporcional talud de 1:1 y proporción con peso.
Arenas limpias y limpias poco compactas.				Comportamiento impredecible. Descomponer a 1:1 a la parte más impermeabilizada. Para altura superior de 10 m proyectar banqueta de 2 m al pie del talud.
Arenas limpias y limpias muy compactas (espesas).				Descomponer la parte superior nivelada.
Arzillos para arenales (homogeneos).				Descomponer 1:1 la parte impermeabilizada. Si viene flujo de agua proyectar subdrenaje.
Arzillos muy suaves espesos y compactos.				Para altura superior de 10 m proyectar banqueta a la base de la altura luego drenada.
Cuevas producto de la lavadura por acción de gravas o duritas.				Cubrir con pasto el talud para evitar erosión de 0 m proyectar banqueta de 6 m bien drenada. (altura máxima 10 m)
Arenas limpias poco o nada compactas.	de ángulo de fricción inferior con banqueta de 1.00 m en la base.			Cubrir los taludes con pasto.

Reglas prácticas

JORGE ZENTENO ATALA

INGENIERIA CIVIL

### V.1.- INFORMACION GEOLOGICA

Es importante efectuar un mapeo de las discontinuidades geológicas mediante métodos directos o indirectos.

### V.2.- TOPOGRAFIA

Debe realizarse un levantamiento topográfico que permita definir las condiciones geométricas del sitio.

### V.3.- CARGAS ACTUANTES (FIG V.2)

En la siguiente figura se presentan todas las cargas a considerar para el análisis de un talud de roca.

El peso del bloque se calcula conociendo las fronteras que lo definen: superficie exterior, superficie de falla, grieta de tensión o fisura pre-existente.

Las grietas de tensión normalmente se abren en la parte superior del talud como consecuencia de esfuerzos de tensión generados en esa zona por efecto de la excavación y no representan por sí misma una falla. Las familias de fisuras que atraviesan un macizo pueden delimitar bloques inestables que hay que analizar; si existen, las fallas también deben tomarse en cuenta.

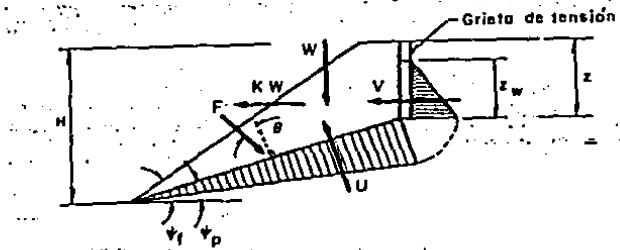


Fig. V.2

Métodos de Análisis de Taludes

Cargas actuantes en un Talud

JORGE ZENTENO ATALA

INGENIERIA CIVIL

Para el cálculo de la presión de agua es necesario conocer el régimen de flujo de agua existente en el macizo en cuestión. Una forma, conservadora y cómoda, de tomar en cuenta la anterior es suponer que existe un tirante de agua, en la grieta de tensión. La presión a lo largo de la superficie de deslizamiento disminuye.

En el caso de la fuerza por sismo se supone que es posible definir un coeficiente sísmico que corresponde a la proporción de la aceleración inducida por sismo respecto a la gravedad. Dicho coeficiente genera una fuerza, cuya dirección se asocia normalmente a la horizontal. Debe tomarse en cuenta que la fuerza solo actúa por periodos de tiempo muy cortos y que cambia de signo o sentido con una frecuencia que corresponde a la del sismo.

En las vibraciones se ha visto que la velocidad de la partícula es de suma importancia ya que va relacionada con la distancia a que se efectúa una detonación.

Cuando se ha concluido que un talud es inestable, una de las soluciones para mejorar su estabilidad es instalar anclajes. Las fuerzas que imponen estos elementos también debe ser tomada en cuenta.

#### V.4.- RESISTENCIA

La resistencia a la compresión en las paredes de la fisura, no es necesariamente igual a la resistencia a la compresión, de la roca en su estado sano, sino que depende del grado de alteración alcanzado en las paredes.

Para conocer la resistencia de discontinuidades rellenas, deben efectuarse pruebas de corte in situ en las que se representen adecuadamente las sollicitaciones de esfuerzos.

#### V.5.-METODOS DE ANALISIS (FIG V.3)

##### V.5A.- Método bidimensional.

En este caso el bloque de roca desliza sobre de una superficie de falla se supone de extensión infinita.

En taludes en los que la posición de las grietas de tensión no puede ser observada, deberá tomarse en cuenta con los análisis la posición más crítica. Esta puede determinarse mediante tanteos.

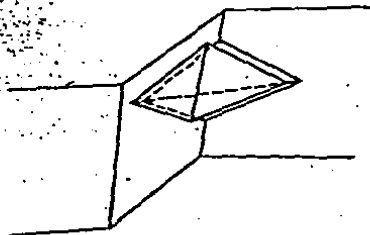
El valor mínimo del factor de seguridad es de 1.5 en condiciones estáticas y 1.1 con sismo en vaciado rápido de presas. Si no se tiene la seguridad de que el talud estará siempre drenado se debe utilizar un factor de seguridad mínimo de

3, que es válido para todos los taludes.

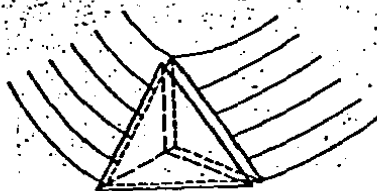
NOTA: La dimensión perpendicular al plano del papel se supone infinita



a) Método bidimensional



b) Método de la cuña



c) Método tridimensional

Fig. V.3

Métodos de análisis de Talud

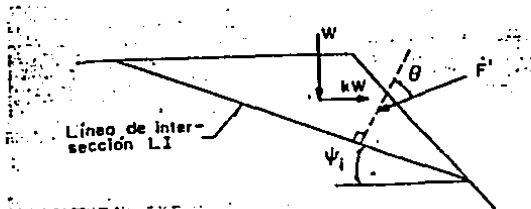
JORGE ZENTENO ATALA

INGENIERIA CIVIL

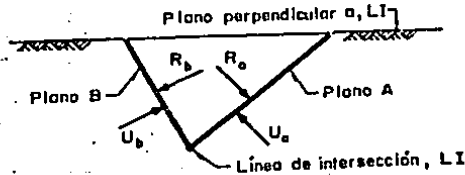
#### V.58.- Método de la cuña

Este método permite calcular el valor del factor de seguridad de un bloque cuando sus posibilidades de movimiento están restringidas a una sola dirección, pero el deslizamiento ocurre en dos superficies de falla. (FIG V.4)





a) Plano vertical que contiene a la línea de intersección de los planos A y B



b) Plano perpendicular a la línea de intersección

Fig. V.4

Geometría y Fuerzas que intervienen en la estabilidad de la Cuña

#### V.5C.- Método tridimensional

Permite calcular el factor de seguridad de un bloque cuando puede deslizar por una o dos de tres superficies de falla. En la siguiente figura (FIG V.5) se indican seis mecanismos de falla que pueden ocurrir. Su aplicación requiere del uso de una computadora o métodos gráficos relativamente elaborados.

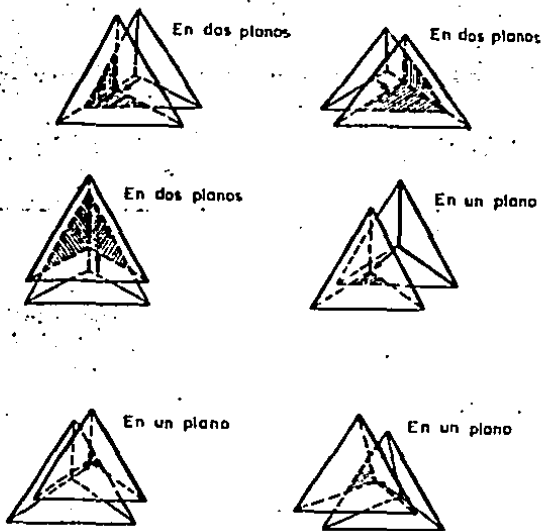


Fig. V.5 Seis posibilidades de desliramiento en un bloque tridimensional

JORGE ZENTENO ATALA  
INGENIERIA CIVIL

#### V.5D.- Metodo de las Dovelas

Cuando el problema de la estabilidad de una ladera no se puede analizar suponiendo que desliza un solo bloque el macizo deberá representarse como una serie de bloques según se muestra en la siguiente figura (FIG V.6). La solución nuevamente se complica y requiere del uso de una computadora.

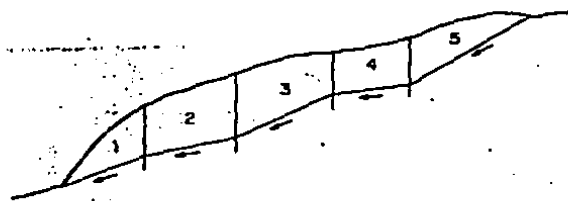


Fig. V.6

División del talud  
Inestable para el análisis por el método de las Dovelas

JORGE ZENTENO ATALA

INGENIERIA CIVIL

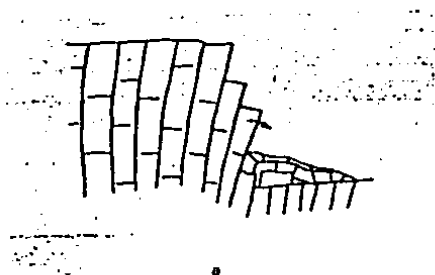
Existen dos tipos de falla: por traslación y por volteo, la traslación se analiza con los métodos antes descritos.

La falla por volteo (FIG V.7) puede presentarse en taludes en que los planos de debilitamiento tienen echado muy grande o donde se presentan rocas estratificadas. En las figuras se presentan los casos típicos de falla por volteo. La falla ocurre según un mecanismo de rotación respecto a un eje que usualmente se localiza en las partes inferiores de los bloques. Las fuerzas que intervienen son el peso de los bloques y los empujes debidos a otros bloques inestables.

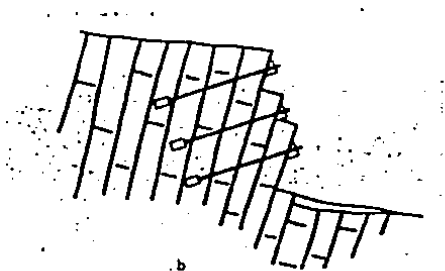
Cuando se presenta este tipo de falla se notan desprendimientos de bloques en la cara del talud.

La estabilidad puede mejorarse empleando anclas cuya posición y dirección dependerán de las condiciones de cada caso, y el ingenio del responsable de la obra. En la figura se presenta un caso en que las anclas pueden mejorar notablemente la estabilidad.

El método de fricción puede ser muy útil para identificar las zonas más inestables.



a



b

Fig. V.7

- a) Falla por Volteo
- b) Anclas para evitar la Falla por Volteo

JORGE ZENTENO ATALA

INGENIERIA CIVIL

## V I.- T U N E L E S

Los túneles se construyen con diversas finalidades, tales como las de proporcionar:

- 1.- Pasajes para vehículos y ferrocarriles a través de montañas y por debajo de extensiones de agua.
- 2.- Accesos a minas
- 3.- Conducción de agua

### VI.1.- EXPLORACIONES PRELIMINARES

Aún cuando la localización aproximada de un túnel esta dictada por la clase de servicio que va a prestar, la localización final deberá estar basada en el resultado de las exploraciones superficiales y subterráneas. Estas exploraciones se hacen antes de seleccionar la localización correcta del túnel para poder determinar las clases de formaciones que existan, y la cantidad de agua freática presente en las formaciones a lo largo de la ruta del túnel propuesto. Las formaciones pueden incluir escombros no consolidados, arena, grava o arcilla, con o sin agua freática. Puede haber roca sólida o fracturada, o pueden existir fallas o plegues. Si se perfora un túnel a través de roca sólida puede requerirse muy poco o ningún soporte para la clave del túnel, mientras que si se perfora a través de una roca muy



fracturada, será necesario proporcionar grandes ademes para las paredes y para la clave. Si una exploración indica la presencia de cantidades significativas de agua freática es aconsejable buscar un sitio más favorable, o, si esto es imposible será necesario inyectarle concreto a la formación, al frente de la excavación, como medio de reducir el flujo de agua.

Un geólogo competente puede obtener valiosos datos a partir de una exploración superficial. Pueden obtenerse datos más precisos relativos a una formación, perforando a lo largo de la ruta y sacando muestras de la formación. Los barrenos deberán taladrarse cuando menos hasta el piso del túnel propuesto y estar espaciados lo suficientemente cerca para que puedan proporcionar muestras que sean representativas de la formación. Si la formación está libre de irregularidades estructurales severas y de variaciones, puede ser mayor el espaciamiento de los agujeros que para una formación que contenga fallas, pliegues, u otras irregularidades estructurales.

Si la formación es suficientemente suave, los agujeros pueden hacerse con taladros para tierra o con tubos cortados, que permitan la obtención de muestras inalteradas. Si la formación consiste de material no consolidado, como arena o gravas pequeñas, los barrenos pueden chorrarse con agua. Para este objeto será necesario proporcionar una cantidad de agua razonablemente grande, a presión, y la suficiente tubería para

permitir la perforación hidráulica de los barrenos hasta la profundidad deseada. Sin embargo, el material que se recobra de los barrenos chorreados pueden no proporcionar muestras exactas de la formación, y los datos que se obtengan de tales muestras tal vez no serán lo suficientemente seguros para basar en ellos la localización final de un túnel.

Cuando se desee sacar núcleos de los barrenos de explotación, pueden obtenerse por medio de taladros de núcleo o de perdigones. Los núcleos obtenidos con brocas de diamante, por lo general varían en diámetro de 2 a 10 centímetros, mientras los que se obtienen con los taladros de perdigones varían en diámetro de 10 a 20 centímetros. Sin embargo, pueden obtenerse tamaños más grandes con cualesquiera de los taladros. Los núcleos de gran diámetro permitirán un análisis más exacto de la estructura de la formación. Los núcleos de muestra deberán ensamblarse en el mismo orden en que se saquen del barreno. En general la longitud de un núcleo que se recobre de un barreno, será menor que la profundidad de éste, variando su longitud con la clase de roca y con su grado de solidez. Los núcleos típicos deberán estar entre el 80 y 90 por ciento para rocas ígneas; de 60 a 70 por ciento para roca caliza.

Una vez que se hayan completado las exploraciones preliminares y analizando los resultados, puede seleccionarse la localización que permita la satisfactoria construcción de un

túnel al más bajo costo posible.

#### VI.2.-NUMERO DE ENTRADAS

Si un túnel es relativamente corto, de no más de unas cuantas decenas de metros, puede perforarse desde una sola entrada. Sin embargo, a medida que aumenta la longitud, el llevar a cabo todas las operaciones desde una sola entrada puede resultar en distancias de acarreo excesivas y en altos costos de acarreo, junto con una congestión general entre el portal y la cabeza del túnel. Esta condición puede eliminarse o aliviarse perforando el túnel desde los dos extremos. En túneles largos puede ser ventajoso proporcionar aberturas intermedias, tales como lumbreras o tiros, para facilitar el movimiento de los escombros y del agua, y la entrega de materiales, suministro, aire, y herramientas. Las aberturas o lumbreras intermedias permiten la realización de las operaciones en un mayor número de cabezas, haciendo posible así un aumento en la velocidad de perforación del túnel. Esto puede ser especialmente importante en una obra en donde se desee una pronta terminación del trabajo.

#### VI.3.-SECUENCIA DE OPERACIONES

Tan pronto como se haya comenzado la construcción de un túnel, deberá llevarse a cabo las operaciones de acuerdo con una secuencia bien planificada. Las operaciones variarán con el tipo

y tamaño del túnel, con el método de ataque en la cabeza, y con la clase de formación rocosa que se encuentre. La construcción puede estar sobre la base de uno o dos, o tres turnos diarios.

Para un túnel perforado a través de roca, pueden aplicarse las siguientes operaciones:

VI.3A.- Instalación y principio de la perforación

VI.3B. Carga y detonación de los explosivos

VI.3C. Ventilación y remoción del polvo después de una explosión

VI.3D. Carga y acarreo de los escombros

VI.3E. Remoción del agua freática, si es necesario

VI.3F. Erección de los ademes para la clave y las paredes, si se necesitan

VI.3G. Colocación de refuerzos metálicos

VI.3H. Colado del forro del concreto

Las primeras cuatro operaciones están relacionadas a la

perforación del túnel, y con frecuencia establecen la velocidad de avance en la construcción del mismo. El avance de las otras operaciones debe estar coordinado con la velocidad de perforación mientras sea practicable hacerlo.

#### VI.4.-Excavación de túneles en roca.

Existen varios métodos para atacar los frentes de túneles perforados a través de roca. El método que se seleccione dependerá de la medida del túnel, del equipo disponible, de la condición en que se encuentre la formación, y de la cantidad de ademes que se necesiten. Los métodos de ataques más comunes son

VI.4A.- En todo el frente

VI.4B.- Método de terrazas

VI.4C.- Por derivadores

VI.4D.- Túnel piloto

VI.4A.- Ataque en todo el frente

Cuando se perfora un túnel en todo el frente, se cargan los barrenos, y se hacen detonar los explosivos. Los túneles pequeños cuyas dimensiones no excedan más de 2.5 m se perforan siempre con

este método. Los grandes túneles en roca, con frecuencia se perforan con el método de ataque en todo el frente. Debido al desarrollo de los taladros de carretilla y de plataforma, la popularidad de este método ha ido cada vez en aumento en la perforación de grandes túneles. Pueden montarse varios taladros al frente de una plataforma para hacerlos operar simultáneamente con una alta eficiencia.

#### VI.4B.- Método de terrazas.

El método de terrazas para la perforación de un túnel, implica la perforación de la porción superior del túnel antes de perforar la parte inferior, como se ilustra en la figura (FIG VI.1). Si la roca es lo suficientemente firme para que el techo se sostenga sin necesidad de ademes, la cabeza superior se aventaja en un barrero con respecto a la cabeza inferior. Para lograr mayor velocidad en la excavación, la parte superior puede aventajarse mucho con respecto a la terraza y puede utilizarse ésta para apoyar los ademes del techo. El desarrollo de la plataforma de taladros ha reducido el empleo del método de terrazas para la perforación de túneles.

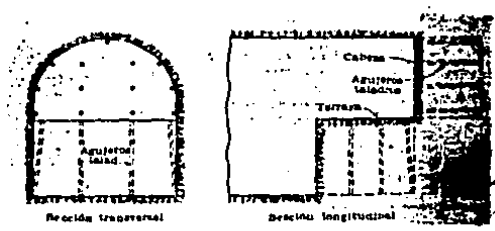


Fig. VI.1

METODO DE TERRAZAS PARA PERFORAR UN TUNEL.

JORGE ZENTENO ATALA

INGENIERIA CIVIL

#### VI.4C. Método por derivadores

Al perforar un túnel grande, puede ser ventajoso perforar un túnel pequeño, llamado derivador, a través de toda o de una porción de la longitud del túnel, antes de excavar todo el frente. Los derivadores pueden clasificarse como centrales, laterales, inferiores o superiores, dependiendo de su posición con respecto al taladro principal. La figura VI.2, ilustra la posición de cada uno de los tipos de derivadores.

El empleo del método de los derivadores para la perforación de un túnel tiene ciertas ventajas y desventajas.

Entre las ventajas están:

1. Cualquier zona de roca fracturada o excesiva cantidad de agua se descubrirá antes de la perforación de todo el túnel, permitiendo así que se tomen pausas correctivos con anticipación.

2. El derivador ayudará a la ventilación del túnel durante las operaciones subsiguientes.

3. Puede reducirse la cantidad de explosivos necesaria.

4. Los derivadores laterales pueden facilitar la instalación de los ademes para sostener el techo, especialmente



para un túnel perforado a través de roca quebrada.

Entre las desventajas están:

1. La perforación del taladro principal tiene que desmontarse hasta que se haya terminado el derivador.

2. El costo del taladro en un derivador pequeño será elevado debido a que la mayor parte del trabajo tiene que hacerse a mano en vez de con equipos mecánicos.

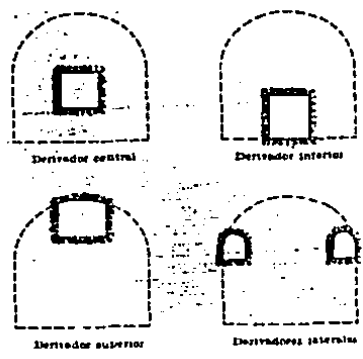


Fig. VI.2

TIPOS DE DERIVADORES

#### VI.5.-Perforación en roca.

Al perforar un túnel a través de roca, es necesario taladrar barrenos para colocar los explosivos que romperán la roca. El taladro más comúnmente usado es la perforadora de columna equipada con brocas desmontables de acero o de carburo de tungsteno. Con frecuencia se utiliza agua en vez de aire comprimido para sacar los detritos de los barrenos, como un medio para reducir la cantidad de polvo en el aire.

Para cualquier obra en particular, deberá determinarse en forma experimental la mejor profundidad y espaciamento de los barrenos en la cara del túnel. La profundidad de los agujeros variará con la forma y el tamaño del túnel, con la clase de roca, y con el equipo de taladrar que se utilice. La profundidad que se avance durante una operación de perforación y detonación se llama etapa. Esta distancia con frecuencia varia entre 15 y 60 mts. Será necesario taladrar los barrenos a mayor profundidad que el avance, debido a la pérdida en profundidad que resulta al hacer la detonación de los explosivos. Por ejemplo, puede ser necesario taladrar agujeros de 4 mts de profundidad para sacar 3.5 mts, siendo este último valor la profundidad efectiva por barreno.

#### VI.6.-Montajes de taladros para túneles pequeños.

Los taladros utilizados en túneles pequeños y en derivadores, por lo general están montados sobre barras o columnas, que se hacen con secciones de tubo de acero, equipados con un gato de tornillo en uno o en los dos extremos. Las barras se instalan horizontalmente en el túnel en donde el ancho sea menor que la altura, mientras que las columnas se instalan verticalmente en un túnel cuya altura sea menor que el ancho. La instalación consiste en la colocación de la barra o columna en posición y en la extensión del gato hasta que la barra o la columna esté acunada con seguridad en su posición. La figura VI.3 ilustra el empleo de las barras.

El taladro puede mostrarse directamente sobre la barra por medio de una abrazadera ajustable, que permite el movimiento a lo largo de la barra. Cuando se utiliza una columna, el taladro está montado sobre un brazo que a su vez está montado sobre la columna por medio de una abrazadera ajustable. El taladro puede moverse a lo largo del brazo y a lo largo de la columna.

A pesar de que las barras y las columnas son satisfactorias cuando se utilizan en túneles pequeños, al emplearlas en túneles grandes son muy difíciles de manejar debido a lo excesivo de su peso y a su gran longitud.

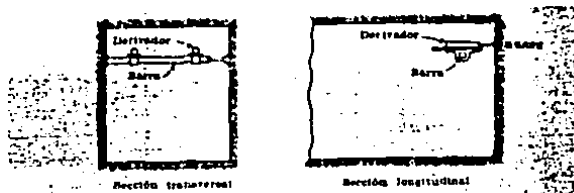


Fig. 12.5. Derivador montado sobre una barra

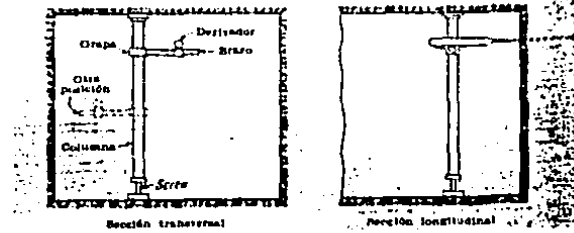


Fig. VI.3

TALADRO MONTADO SOBRE UNA COLUMNA

#### VI.7.-Trazos de perforación.

Un trazo de perforación, es la posición de los agujeros perforados en el frente de un túnel al avanzar una tronada. Independientemente del sistema que se seleccione para un túnel en particular, su objeto será el de romper el mayor volumen de roca con la menor cantidad de barrenos y de explosivos. El mejor trazo para producir este resultado variará con diferentes factores, tales como el tamaño del túnel, la profundidad de los barrenos que se perforen, las clases de roca, y el método de montaje de los taladros, que deberán determinarse experimentalmente en cada proyecto.

Si sólo se hace explotar la carga de un barreno, se formará un cráter cuyos lados tendrán un ángulo aproximadamente 45 grados en relación con el frente del túnel. Al hacer detonar los explosivos de los barrenos situados al alrededor de este cráter, se aumentará el volumen de roca fracturada por barreno, debido al efecto de relevación del "cráter". Al perforar los barrenos, para una tronada, es común barrenar un cierto número de agujeros inclinados hacia un punto o una línea común cerca del centro de la cara, para producir un cono inicial, o cuña, cortado en la roca hasta la profundidad total de la tronada. Los explosivos en estos barrenos cortados se hacen explotar con detonantes instantáneos y los restantes con intervalos progresivamente mayores, utilizando detonantes de acción retardada. En la figura VI.4 se ilustra un trazo de perforación representativo de túnel

cuya sección en forma de herradura mide 7.5 Mt.

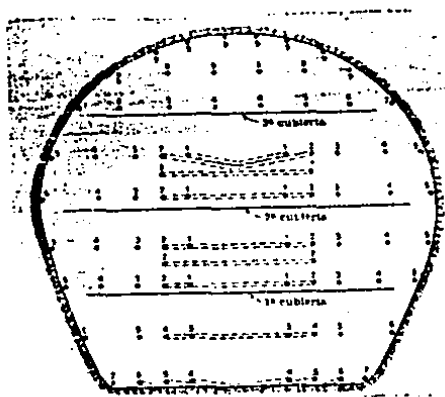


Fig. VI.4

TRAZOS DE TALADROS PARA UN TUNEL

JORGE ZENTENO ATALA

INGENIERIA CIVIL



#### VI.8.-Carga y detonación de los barrenos.

Puesto que la dinamita es un explosivo satisfactorio en algunos aspectos, los gases nocivos que producen lo hacen menos conveniente que otros explosivos en la construcción de túneles, en donde la ventilación puede llegar a ser uno de los principales problemas.

Los explosivos pueden hacerse detonar con electricidad, utilizando detonantes instantáneos o de acción retardada, o con cañuela Primacord. Deben hacerse detonar primero los barrenos del corte o cono central para formar el cráter, después los agujeros intermedios, y finalmente los barrenos exteriores que formaran el contorno del túnel.

Todos los equipos deben retirarse a una distancia segura antes de hacer detonar una carga de explosivos.

#### VI.9.-Ventilación de túneles.(FIG VI.5)

Es necesario ventilar un túnel por varias razones, incluyendo las siguientes:

- 1.- Para proporcionarle aire fresco a los obreros
- 2.- Para sacar gases nocivos, así como los vapores producidos por los explosivos.

3.- Para sacar el polvo producido por el taladro, detonación, escombrado, y otras operaciones.

Si se perfora un derivador a través de un túnel de portal a portal, puede proporcionar la suficiente ventilación natural para las operaciones de ensanchamiento. Cuando no es adecuada la ventilación natural, como es el caso en la mayoría de los túneles, puede utilizarse un método positivo de ventilación.

La ventilación mecánica por lo general se suministra por medio de uno o más abanicos impulsados con motores eléctricos, que pueden inyectar aire fresco al túnel o sacar el polvo y el aire viciado. La inyección de aire fresco en el túnel, puede realizarse por medio de un ducto de tela. Si se saca aire, es necesario emplear un ducto lo suficientemente rígido para evitar su colapso bajo la acción de un vacío parcial.

Si se inyecta aire fresco en un túnel, se deja escapar cerca del frente de trabajo, y a medida que fluye a través del túnel hasta el portal, acarrea con él el polvo y los gases.

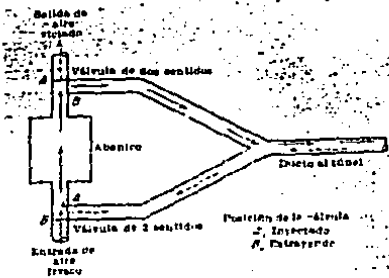


Fig. VI.5

ARREGLO DE VALVULA Y DUCTO PARA INVERTIR  
LA DIRECCION DE LA CORRIENTE DE AIRE.

JORGE ZENTENO ATALA

INGENIERIA CIVIL

#### VI.10.- Secciones transversales de los túneles

La forma de la sección transversal de un túnel con capa de concreto, dependerá de la presión de tierras que tenga que soportar la capa y del fin para el que se construye el túnel. En terrenos de roca sólida puede seleccionarse cualquier tipo de sección. Para un acueducto, la forma puede ser circular, mientras que para un túnel que servirá de viaducto, la sección puede consistir de paredes verticales con un techo arqueado. Si el terreno está formado por roca fragmentada, sujeta a presión horizontal, la sección de paredes verticales de un túnel-viaducto, debe sustituirse con curvas de herradura para resistir esta presión. Las secciones transversales más comunes están ilustradas en la siguiente figura (FIG. VI.6). Incluyen los tipos circular, elíptico, herradura, y de paredes verticales con techo arqueado. Las secciones circulares y elíptica son comúnmente empleadas como conductores de agua y de aguas negras, mientras que las secciones de herradura y paredes verticales son utilizadas como túneles para viaductos en donde las condiciones del terreno permitan el empleo de estas secciones

## VII.- CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Durante el desarrollo de este trabajo, se pudo observar que las propiedades de la roca, varían de un tipo a otra. El conocer estas propiedades es de suma importancia, ya que con base en éstas podemos llevar a cabo el análisis de todas aquellas obras que intervienen en la roca.

Además de la variedad de los resultados de las pruebas que se determinan en un mismo macizo rocoso en diferentes áreas. En distintos tipos de rocas se encontrará también gran variedad de resultados que existen de una a otra, aunque en esencia sean del mismo tipo. Podemos encontrar en la realidad que en dos rocas sedimentarias, por ejemplo, una de buena calidad y la otra con muchas fisuras y quizá hasta fragmentada; que la roca fisurada tendrá una menor resistencia, menor peso <sup>de</sup> específico la mayor de las veces, mayor porosidad, mayor permeabilidad y será más deformable.

Como ya se citó anteriormente se debe conocer las propiedades de la roca, para poder analizar la estructura del terreno y así poder proyectar y construir sobre él.

Para poder llevar acabo un proyecto se debe de comenzar con estudios topográficos, en donde se mandaràn equipos especializados de trabajo para conocer la geometria del lugar en donde, a partir de una visita hecha anteriormente del lugar; y por medio de éste se puedan ubicar las obras que conformen todo el proyecto. Simultáneamente se puede hacer el estudio geológico, para conocer el tipo de roca del área en donde se desea construir, y así poder determinar de antemano si es factible el proyecto en ese lugar dependiendo del resultado de este estudio, ya que si por medio de este, se determina que la roca no es apta para la construcción, se tendrá que localizar un área en donde si se pueda llevar acabo la obra, si no es así, y se debe de realizar la construcción en ese lugar se deberán hacer estudios de tratamiento para que el macizo pueda soportar la estructura.

Una vez conocida la topografia y la geologia del lugar, y haber determinado si la factibilidad de la construcción, se deberán de llevar acabo los muestreos para, que con los corazonos de roca extraídos, se hagan pruebas de laboratorio necesarias para conocer las propiedades del macizo rocoso, y así comenzar el proyecto y los cálculos, en base a los resultados obtenidos.

En obras de mayor importancia, en donde un error de cálculos, signifique pérdidas en tiempo y costo, se deben hacer más muestreos a menores distancias, y más profundos. También son necesarias las pruebas in situ, para conocer el estado natural de la roca y hacer intervenir las discontinuidades, ya que al momento de perforar en el macizo, se producen esfuerzos que podrían variar la consistencia de la roca, y también pudieran variar, en menor rango, los resultados que en la realidad, en la roca en su estado natural, serían los mismos.

Se debe poner mucha atención y cuidado en zonas de alta sismicidad, porque un movimiento provocado por sismo, afecta desde el interior de la corteza terrestre y en todas las capas de la misma, así como a la misma estructura que se deba de construir. Se debe de tomar en cuenta los cálculos por sismo, con índices suficientes que aseguren la estabilidad de la obra. Los acomodamientos de la roca, en la corteza, producen los sismos, y en caso de que se construya donde pueda situarse el epicentro de este fenómeno, la estabilidad de la obra estaría en peligro, lo que hace que el cálculo por sismo sea de gran importancia y lo más seguro posible.

Se puede decir, que las propiedades de las rocas, están ligadas entre sí, por ejemplo, una roca fisurada, que tiene un gran volumen de vacíos, provoca que la roca sea más porosa y más

permeable, lo cual seguramente provocaría que la resistencia a esfuerzos sea menor. ~~de~~ ~~al~~ ~~men~~ ~~to~~

También se vió que las propiedades dependen del tipo de roca, de las fisuras que puedan tener, de sus estratos y la dirección que tengan estos, todas estas características de la roca, hacen que los esfuerzos que resiste la roca tengan diferentes distribuciones según los casos.

Conociendo las propiedades de las rocas, también podemos determinar el comportamiento futuro del macizo rocoso, y por medio de este conocer la vida útil de la estructura, o saber que tipos de tratamiento se debe de dar a la roca para aumentar la resistencia, y así hacer más segura la construcción. También es necesario conocerlas, para saber por donde atacar el macizo durante la construcción, y una vez finalizada la obra conocer la roca para poder determinar correcciones en caso de alguna falla.

Muchas veces es necesario conocer la roca, para fines comerciales. Como sería el caso de necesitarla como material base de construcción y no solo como la base en que se construye. También la roca muchas veces es utilizada para acabados y decoraciones.

Una cimentación es de las estructuras más importantes de una obra, porque de ella depende la estabilidad de la



construcción. En caso de que llegara a fallar una cimentación se podría decir casi con seguridad que la construcción ha quedado obsoleta.

Para la determinación del tipo de cimentación que se deba utilizar, debemos de conocer en que circunstancias se encuentra la roca; y esto solo se puede hacer en base a ensayos hechos a corazones de ella; con los cuales se conocen las propiedades del material en las que se vaya a apoyar la cimentación.

La mayoría de los tipos de cimentación, es necesario que estén apoyados sobre roca de buena calidad, esto es, para garantizar la estabilidad de la estructura superior de la obra.

La resistencia de la roca, es la propiedad que mas nos interesa conocer en este caso, ya que la cimentación es la estructura a la cual se transmiten todas las cargas y esfuerzos de la construcción, para que estos a su vez sean transmitidos a la roca.

Para la realización de obras de carreteras, caminos, puentes, presas, vías ferroviarias, es necesario hacer un cálculo de estabilidad de taludes, en los que es importante conocer la resistencia de la roca al corte y a la compresión, ya que las cargas que actúan sobre ella van en todas direcciones, e intervienen factores muy importantes y de consideración, como el

peso propio, esfuerzos provocados por la estructura, presiones hidrostáticas y los provocados por sismo.

Las propiedades de la roca, nos dan los parámetros para poder determinar la inclinación del talud. En una roca sana se podrán tratar taludes verticales de gran altura, pero en cambio, en una roca fragmentada los taludes deberán ser menos inclinados.

Como ya hemos dicho la roca es utilizable como material de construcción, y en el caso de los taludes, es muy común explotar bancos de roca de buena calidad, y utilizar el material extraído para construir taludes. Pero la determinación de que en realidad sea roca buena, va ligada directamente a los resultados de las pruebas para conocer sus propiedades.

Otra de las aplicaciones muy usuales, de las propiedades de la roca, es en el caso de la construcción de túneles, en donde es importante conocer la resistencia y la permeabilidad de la roca, para que cuando se lleven acabo los trabajos de perforación, no existan fugas de agua ni derrumbes que dificulten las maniobras; así como cuando se le de el uso para el que fue construido no ocurran fallas.

En el caso de túneles, siempre es recomendable y muy necesario, llevar acabo las pruebas in situ, ya que se esta

trabajando con roca en estado natural, y los resultados son más confiables con este tipo de pruebas. Las obras de túneles son de las que no se permite ningún error, ya que si llegan a fallar los cálculos es muy difícil y costoso su corrección una vez iniciada la obra.

Se debe de elaborar la mayor cantidad de pruebas que se requieran, porque en caso de tener resultados falsos podrían existir filtraciones, derrumbes y fallas en la obra, lo que nos provocaría su mal funcionamiento, y la necesidad de estudiar soluciones.

En todo tipo de construcción siempre es necesario, buscar la solución más económica y de menor tiempo de ejecución. Por esto, es necesario buscar el mayor aprovechamiento de los ensayos, y hacerlos con mucho cuidado y precisión, ya que la cuantificación de las propiedades de los macisos rocosos, son la base para la realización de un proyecto, conocer todas sus eventualidades, proponer sus remedios y así, conseguir una solución óptima.

Se sabe que la diferencia entre roca y suelo es bastante grande, por lo que es necesario conocer el tipo de material en el que se despintará cierta estructura; este reconocimiento se logra a base de pruebas realizadas a corazones de material, extraídos y a pruebas ejecutadas en el lugar destinado para la

realización de la obra.

Por seguridad debemos conocer todas las propiedades de la roca en estudio, porque en su historia geológica, las rocas sufren esfuerzos, erosiones, etc. lo que provoca la existencia de juntas de roca, sinclinales o anticlinales, fracturas, oquedades, cavidades, etc., provocando una roca heterogénea de diferentes características en una misma estructura.

Es importante pensar que un estudio de las propiedades de la roca, y todo el desarrollo de sus pruebas, debe ser el apropiado, según el tipo de obra que se vaya a realizar, porque un estudio muy sencillo, aunque es menos costoso, no nos garantiza el conocimiento del verdadero estado particular de la roca, pero en cambio un estudio bien detallado, que por supuesto es costoso, sí garantiza resultados.

## B I B L I O G R A F I A

1.-La Mecanica de las Rocas en la Ingenieria practica  
Stag y Zienkiewicz

2.-Aspectos generales de la Mecánica de las rocas  
Gaziev  
Instituto de Investigaciones, UNAM

3.-Fundamentals of Rock Mechanics  
Jaeger y Cook

4.-Manual de diseños de obras  
Comisión Federal de Electricidad  
Instituto de Investigaciones eléctricas

5.-Presas de Tierra y enrocamiento  
R. Marsai y D. Resendiz

6.-Manual de ingeniería civil  
Merritt  
Mac Graw Hill

**7.-Mecánica de materiales**

**Beer y Johnson**

**8.-Maquinaria para la construcción**

**Day**

**Linusa**

**9.-Geología física**

**Leet y Hudson**