



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

**FACULTAD DE ESTUDIOS SUPERIORES
ACATLÁN**

TEORÍA BÁSICA DE TÚNELES

TESINA

QUE PARA OPTAR POR EL TÍTULO DE:

LICENCIADO EN INGENIERÍA CIVIL

PRESENTA

PEDRO ELÍAS ESPINOZA USI

Asesor: ING. OMAR ULISES MORALES DÁVILA

ACATLÁN, Estado de México,

Septiembre, 2016



Universidad Nacional
Autónoma de México



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.

Objetivo:

El siguiente documento tiene como objetivo el servir como un apoyo teórico para aquellos alumnos que cursen la materia de túneles. Aportándoles una herramienta auxiliar para su consulta.

Introducción:

Se conoce como túnel a la perforación que se hace en un terreno de forma horizontal a mano o con máquinas, en donde la longitud de éste domina las demás dimensiones. El túnel es un pasaje, galería o calzada construida debajo de la tierra o del agua. Los túneles se utilizan para el tráfico de automóviles, trenes y suburbanos; para transportar agua, residuos, petróleo y gas; para desviar los ríos mientras se construye una presa, y con objetivos defensivos, tanto civiles como militares.

En este documento se presentan los apuntes complementados de la materia de túneles de tal forma que puedan ser de utilidad para el alumno que en un futuro curse esta materia.

Contenido

Capítulo 1 Generalidades	1
Capítulo 2 Métodos de exploración	3
2.1 Métodos geofísicos aplicados a la ingeniería civil	3
2.1.1 Métodos Indirectos:	3
2.1.2 Métodos directos	10
Capítulo 3 Clasificaciones geomecánicas o geotécnicas de las masas rocosas.	12
<i>Son sistemas de clasificación de macizos rocosos que relacionan distintos parámetros para el diseño y sostenimiento de túneles.</i>	12
3.1 Funciones	12
3.2 Clasificación de autores:	12
3.3 Características que definen el estudio de las discontinuidades:	13
3.4 Parámetros Elásticos	17
3.5 Parámetros que se consideran del Macizo Rocosos	21
3.5.1 Clasificación de Bieniawski (RMR)	21
3.5.2 Clasificación de Barton, Lien, Lunde, "Q".	22
Capítulo 4 Red estereográfica	28
4.1 Objetivos principales de las exploraciones geotécnicas:	28
4.2 Principales usos de la red estereográfica:	29
4.3 Fallas en taludes en rocas.	32
4.4 Técnicas y métodos para tunelear	33
Capítulo 5 Esfuerzos en la roca	34
5.1 Esfuerzos en la roca	34
5.2 Uso del índice geológico de resistencia GSI	36
5.3 Diferentes estados de esfuerzos.	38
5.4 Criterio De Hoek Y Brown	38
Capítulo 6 Análisis de presión en túneles	39
6.1 Determinación aproximada de la deformabilidad de una masa rocosa. (Ingeniero Arturo Bello, 1993).	40
6.2 Formas de Excavar Túneles	42

6.3 Ciclo de excavación con explosivos _____	42
6.4 Envoltente De Falla Para Masas Rocosas Sin Rellenos _____	43
6.5 Tipos de Esfuerzos: _____	45
6.5.1 Esfuerzos en Pilares _____	53
6.6 Tipos de Pilares: _____	54
6.7 Método de Terzaghi (Método semiempírico -> Pre-diseño) _____	55
Capítulo 7 Estabilidad En Excavaciones Subterráneas _____	58
7.1 Método Simplificado para el análisis de estabilidad en excavaciones subterráneas. (Bello, 1977) _____	58
7.2 Método Simplificado para el arco de carga. (Bello, 1977). _____	60
7.3 Método simplificado _____	61
NOTACIÓN _____	65
Conclusiones: _____	67
Bibliografía: _____	67

Capítulo 1 Generalidades

TÚNELES

El alumno aplicará los conocimientos de mecánica de suelos y mecánica de rocas a los trabajos en túneles y obras subterráneas en suelos y rocas. Describirá la evolución de los túneles en el tiempo y cómo se clasifican éstos por su uso. Explicará las técnicas de exploración adecuadas para el diseño de los túneles. Describirá con detalles los procedimientos usuales de excavación de túneles y su utilización de acuerdo con el tipo de suelo de que se trate. Explicará la técnica de excavación en lumbreras. Distinguirá entre los tipos de soportes empleados en la construcción de los túneles. Enunciará los principales métodos de análisis de presiones sobre los soportes. Diseñará los elementos de desalajo de agua requeridos en túneles.

Explicará las diferentes teorías para realizar el análisis de las presiones del suelo sobre las estructuras de retención.

Desde el punto de vista geotécnico la clasificación más útil de las excavaciones subterráneas se refiere al grado de estabilidad o seguridad que se exige de la roca que circunda una excavación.

Esto depende del uso que se pretende dar a la excavación:

Minas provisionales, socavones.

Tiros verticales (lumbreras).

Minas provisionales, túneles de conducción de agua, galerías y cortes parciales de grandes excavaciones.

Cámaras de almacenamiento, túneles carreteros, ferroviarios, pozos de oscilación y galerías.

Casa de máquinas, refugios de defensa civil.

Estaciones nucleoelectricas, estaciones de trenes, casa de máquinas cavernas, fábricas subterráneas.

Matriz Rocosa: La matriz rocosa es el material exento de discontinuidades, llamada también "roca intacta"; a pesar de considerarse continua presenta un comportamiento heterogéneo y anisótropo ligado a su micro estructura mineral.

Masa Rocosa: Lo que denominamos masa rocosa no es más que una región tridimensional convexa dentro de la capa superior de la corteza terrestre cuyas características geotécnicas son el resultado de un sinfín de procesos iniciados hace millones de años.

Discontinuidad: Las discontinuidades son planos de debilidad de las masas rocosas, en los que se incluyen: fracturas, fallas, juntas o diaclasas, foliaciones, estratificaciones, y contactos.

El comportamiento mecánico de las masas rocosas estará gobernado principalmente por las discontinuidades que presente, por lo que su descripción es de interés para el estudio del comportamiento mecánico. Principales tipos de discontinuidades son: Fractura, Fractura inducida, Fractura incipiente, Falla, Juntas o diaclasas, Estratificación, Contacto litológico.

Definición: Una discontinuidad es una interrupción física de la continuidad de la masa rocosa.

Los factores geológicos que dominan el comportamiento y propiedades mecánicas de las masas rocosas son:

- La litología y las propiedades de la matriz rocosa
- La estructura geológica y sus discontinuidades
- El estado de esfuerzos a la que está sometida
- El grado de alteración
- Las condiciones hidrogeológicas

Capítulo 2 Métodos de exploración

2.1 Métodos geofísicos aplicados a la ingeniería civil

2.1.1 Métodos Indirectos:

Método	Técnicas	Aplicaciones
Eléctrico	Sondeo Eléctrico Vertical (S.E.V.)	Interpretación geológica, grado de alteración, cubicación de materiales, contenido en agua y salinidad.
	Calicatas eléctricas	Ídem al anterior pero para el estudio de su variación lateral.
	Dipolo-dipolo	Ídem al anterior pero para el estudio de su variación a lo largo de una sección.
	Eléctrico / Resistividad eléctrica	Salinidad del agua, resistencia del material, secuencia litológica.
Sísmico	Sísmica de refracción	Espesor de recubrimientos, excavabilidad, cubicación de áreas de préstamo, calidad de la roca, condiciones de cimentación.
	Sísmica de reflexión	Investigación geológica profunda en obras subterráneas y laderas.
Electromagnético	EM en dominio de frecuencias	Interpretación geológica, grado de alteración, contenido en agua y salinidad.
	EM en dominio de tiempos	Ídem al anterior pero a grandes profundidades
	Prospección Electromagnética (V.L.F.)	Resistividad del terreno en superficie, interpretación geológica y variaciones laterales.
	Georadar	Huecos y elementos enterrados, contactos litológicos, cavernas superficiales, arqueología, investigación del trasdós de estructuras, etc.
Gravimétrico	Gravimetría	Contactos litológicos con contraste de densidad, terrenos blandos, cavidades, zonas de disolución, zonas de falla.
	Microgravimetría	Ídem al anterior pero de mayor detalle.
Magnético	Magnetometría	Galerías mineras abandonadas, huecos relleno de arcilla, conducciones enterradas, fallas, diques, masas mineralizadas.

Tabla 2.1 Métodos de exploración

Objetivos:

- Determinación del espesor de las formaciones superficiales.
- Identificación de la litología en profundidad
- Identificación de la estructura en profundidad (fallas)
- Calidad del macizo rocoso
- Detección de cavidades
- Posición del nivel de agua subterránea
- Estimación de la excavabilidad
- Estimación de las propiedades geomecánicas

Eléctricos:

SEV (Sondeo eléctrico vertical)

Esta técnica tiene por objeto la distribución de la resistividad en sentido vertical y la interpretación de los datos es cuantitativa. Se elaboran una serie de mediciones de resistividad aparente variando la distancia entre los electrodos de corriente mientras que el espaciamiento de los electrodos de potencial permanece fijo, al modificar la distancia de los electrodos de corriente aumenta la profundidad de investigación.

Perfilaje eléctrico (calicatas eléctricas):

Es un método de investigación horizontal a profundidad constante, es adecuado para detectar estructuras que se presentan al observar los cambios en la resistividad de forma lateral, las distancias entre los electrodos de corriente y de potencial son constantes, de tal manera que el arreglo de electrodos se mueve sin cambiar su forma en la superficie del terreno. La interpretación de los datos con esta técnica es de forma cualitativa (también llamadas calicatas).

Dipolo-Dipolo:

Según Orellana (1982) este arreglo consiste en cuatro electrodos dispuestos en forma lineal –ABMN- sobre un perfil (Figura); es ampliamente usado por el bajo acoplamiento entre la corriente y los circuitos potenciales. El espaciamiento entre los electrodos de corriente es determinado por el factor “a” que es la misma distancia entre los electrodos de potencial, además este arreglo tiene otro factor denominado “n”. Para los estudios con este arreglo el factor “a” se mantiene fijo y el factor “n” se va incrementando ya que con esto se busca aumentar la profundidad de investigación. El arreglo Dipolo-Dipolo presenta una alta resolución para los contrastes laterales de resistividad, tiene una resolución mayor en niveles cercanos a la superficie y es el arreglo que presenta un mayor número de mediciones, por lo tanto es bueno para encontrar estructuras verticales tales como cavidades pero

relativamente pobre para encontrar estructuras horizontales tales como diques o capas sedimentarias. Su disposición es la siguiente:

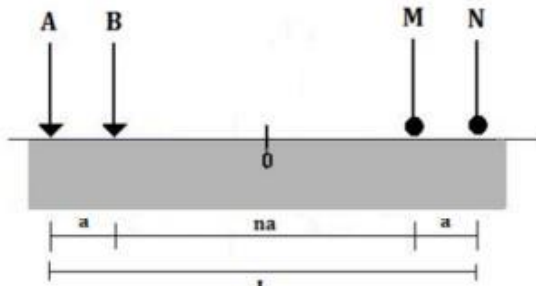


Imagen 2.2 Arreglo dipolo-dipolo

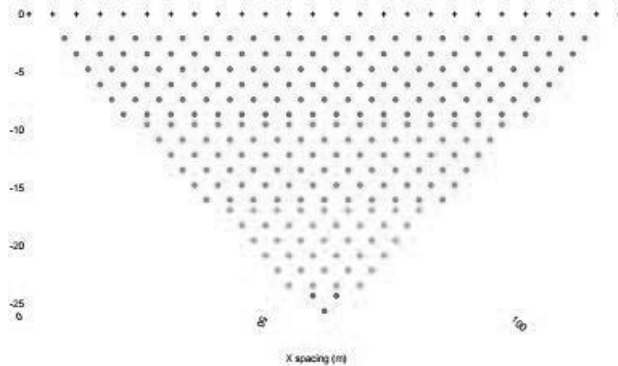


Imagen 2.3 Diagrama de puntos

En el diagrama de puntos se muestra el alcance aproximado del arreglo Dipolo-Dipolo en el subsuelo, es decir, los niveles de profundidad alcanzados.

La ecuación para el cálculo de la resistividad aparente para este arreglo es:

$$\rho_a = \pi n (n + 1)(n + 2)a \frac{\Delta V}{I}$$

Donde:

ρ_a -> resistividad aparente

En general este arreglo tiene una profundidad de investigación muy buena, ya que, no es tan superficial comparándose con el arreglo Wenner pero por lo mismo tiene una desventaja, capta mucho ruido ambiental (Edwards, 1977). Tiene mejor cobertura horizontal, esta puede ser una gran ventaja cuando el número de nodos es pequeño. Una desventaja es que la fuerza de la señal es baja para “n” con valores grandes, ya que la señal del arreglo con un factor de “n” pequeño es 28 veces más fuerte que con un factor de “n” grande (Loke, 2010).

Eléctrico/Resistividad eléctrica:

Las medidas de resistividad eléctrica del subsuelo son habituales en las prospecciones geofísicas. Su finalidad es detectar y localizar cuerpos y estructuras geológicas basándose en su contraste resistivo. El método consiste en la inyección de corriente continua o de baja frecuencia en el terreno mediante un par de

electrodos y la determinación, mediante otro par de electrodos, de la diferencia de potencial. La magnitud de esta medida depende, entre otras variables, de la distribución de resistividades de las estructuras del subsuelo, de las distancias entre los electrodos y de la corriente inyectada.

Sísmico:

Método que proporciona antecedentes del subsuelo mediante la obtención e interpretación de las ondas compresionales y de corte que viajan a través de él.

Sísmico de refracción:

La técnica consiste en generar ondas elásticas, mediante golpes sobre la superficie del terreno para posteriormente medir el tiempo que se demora la energía en propagarse desde la fuente u origen hasta cada uno de una serie de detectores o geófonos ubicados en superficie a lo largo de una línea recta. Cuando la profundidad del subsuelo a reconocer es elevada, el pulso sísmico es generado mediante la detonación controlada de explosivos (permisos y autorizaciones gestionadas por Segmi).

Estos detectores registran las ondas directas que son aquellas que se propagan por la superficie desde el punto perturbado y las ondas refractadas que son las que viajan hasta un contacto subterráneo, después por éste contacto, y desde allí hasta el detector. Físicamente las ondas refractadas corresponden a ondas que han experimentado una refracción total en uno o más contactos entre las capas.

Conocido el arreglo geométrico fuente - detectores y el tiempo de viaje de las ondas, es posible la construcción de los diagramas "Camino-Tiempo", que constituyen la base de la interpretación posterior.

A partir de las curvas "Camino-Tiempo", se elige el modelo que mejor se ajusta al conjunto de datos de terreno y se afina la interpretación, considerando las condiciones topográficas y geológicas de superficie. Se obtiene así una interpretación en forma de corte o perfil (2D) a lo largo de la línea investigada, en la que se muestran las capas del subsuelo y sus profundidades.

Sísmico de reflexión:

Consiste en generar un frente de ondas que penetre en el subsuelo, esta energía es reflejada en las distintas interfaces que existen en el subsuelo, estas interfaces responden a contrastes de impedancia acústica, esta es el producto de la velocidad de propagación de la onda en el estrato por la densidad del mismo. La impedancia acústica a posteriori se relacionará con las distintas capas geológicas para obtener un modelo estructural. Todo ello es logrado gracias a la medición con equipos de

grabación muy sofisticados, el tiempo transcurrido desde la generación de la onda hasta que esta es recibida por los sensores colocados en la superficie (geófonos ó hidrófonos). Estos permiten recibir, ordenar e imprimir las señales sísmicas recogidas por los receptores. Entre ellos tenemos: los cables, el módulo de grabación, los oscilógrafos y los equipos de grabación. Para ello se emplean unos dispositivos llamados canales. El número de estos levantamientos sísmico dependerá del objetivo del mismo y de las características del equipo de grabación utilizado.

Electromagnético:

Los métodos electromagnéticos constituyen el grupo de mayor diversidad tanto en metodologías como en instrumental, resultando ser herramientas eficaces a la hora de abordar una gran variedad de problemas: estudio de aguas subterráneas, cartografía de la intrusión marina, detección de vertidos de contaminantes, localización de cavidades, etc..

EM en dominio de frecuencias:

El método electromagnético en el dominio de frecuencias en donde la profundidad de investigación es función de la frecuencia.

El FDEM, al igual que el resto de los métodos electromagnéticos, tiene como objetivo medir la conductividad eléctrica del terreno. Dado que la conductividad se define como la inversa de la resistividad, la detección de posibles focos de filtración de agua se reducirá simplemente a la localización de zonas, en donde se observen incrementos anómalos en su valor.

EM en dominio de tiempos

Efectivo en la determinación de la conductividad eléctrica en suelos desde pocos metros hasta más de 1000 metros de profundidad. Desde el momento que la conductividad está fuertemente correlacionada a las propiedades del suelo, el TDEM representa una herramienta importante para el mapeo de suelos y cambios verticales y laterales de las propiedades en los mismos.

El principio operativo del método TDEM-SEDT consiste en hacer circular cíclicamente, en cortos periodos de tiempo, un campo eléctrico alterno alrededor de una bobina transmisora o de un cable largo puesto a tierra (LOTEM). Durante el periodo de conexión se origina un campo magnético primario estable en el subsuelo. Cuando se corta de forma instantánea la corriente que circula por la bobina transmisora (y por tanto cesa el campo magnético primario) el campo EM inducido en el subsuelo causa corrientes parásitas (EMF) que se propagan tanto a través del terreno como en los conductores próximos. Como consecuencia de pérdidas de resistencia calórica estas corrientes disminuyen con el tiempo, provocando un campo

magnético secundario decreciente en la superficie. Como el campo magnético secundario se genera cuando el campo primario está desconectado, puede medirse con relativa facilidad. Cuando en el subsuelo hay cuerpos de conductividad eléctrica elevada, la atenuación de las corrientes parásitas es significativamente menor que en los malos conductores. Por tanto, la medida de la relación de decrecimiento del campo secundario proporciona una forma de detectar la presencia de cuerpos conductores en el subsuelo y estimar su conductividad.

Prospección Electromagnética V.L.F. (Very Low Frequency)

Las ondas electromagnéticas de esas estaciones distantes, llegan a nuestro lugar de medición como una onda esencialmente plana, que al encontrarse un cuerpo más conductor dentro del medio geológico, inducirá corrientes eléctricas a través del mismo. Estas corrientes eléctricas que se generan en el cuerpo conductor, tendrán a su vez asociadas a ellas, un campo electromagnético secundario que puede ser detectado y estudiado por el equipo Wady VLF. De esta forma, con este método podemos muy rápidamente contribuir a localizar las dislocaciones tectónicas potencialmente acuíferas existentes en el territorio a estudiar, y sobre todo, localizar posibles fuentes de abasto en zonas de rocas cristalinas.

Georadar

El principio se basa en la propagación de ondas electromagnéticas de la superficie a través de una antena transmisora y en su reflexión sobre las interfaces presentes en el subsuelo; para que ocurra la reflexión es necesario que exista una diferencia en términos de permeabilidad dieléctrica y conductibilidad eléctrica entre el objeto enterrado y la matriz circundante. Las antenas transmisoras y receptoras son de frecuencia variada, y generalmente están comprendidas en el intervalo de 40 MHz a 2 GHz.

De modo particular, la metodología georadar permite localizar, con buena precisión y detalle, cualquier tipo de anomalía presente en los primeros metros del subsuelo del sitio en análisis, garantizando, al mismo tiempo, costos contenidos y rapidez de intervención. De este modo es posible también indagar áreas de dimensiones notables y localizar las zonas en donde concentrar eventuales investigaciones dirigidas (excavaciones sondeos y similares).

Gravimetría:

La presencia del campo gravimétrico es utilizada por la geofísica para detectar la variaciones verticales y laterales de las diferencia de densidades de las unidades geológicas en el subsuelo.

Es un método pasivo que permite la medición de las propiedades gravimétricas en cualquiera condición geológica. Grandes avances en la teoría de campos potenciales, técnicas de adquisición, algoritmos de interpretación y visualización permiten que gravimétricos sean usados en nuevas y avanzadas formas para solución de problemas en exploración e ingeniería-geotecnia.

El método gravimétrico hace uso de campos de potencial natural igual al método magnético y a algunos métodos eléctricos. El campo de potencial natural observado se compone de los contribuyentes de las formaciones geológicas, que construyen la corteza terrestre hasta cierta profundidad determinada por el alcance del método gravimétrico (o magnético respectivamente). Generalmente no se puede distinguir las contribuciones a este campo proveniente de una formación o una estructura geológica de aquellas de las otras formaciones o estructuras geológicas por el método gravimétrico, solo en casos especiales se puede lograr una separación de los efectos causados por una formación o estructura geológica individual. Se realiza mediciones relativas o es decir se mide las variaciones laterales de la atracción gravitatoria de un lugar al otro puesto que en estas mediciones se pueden lograr una precisión satisfactoria más fácilmente en comparación con las mediciones del campo gravitatorio absoluto. Los datos reducidos apropiadamente entregan las variaciones en la gravedad, que solo dependen de variaciones laterales en la densidad del material ubicado en la vecindad de la estación de observación.

Magnético:

Microgravimetría:

El método microgravimétrico consiste en determinar con elevada precisión la variación del campo gravitatorio en una determinada región. En lugar de los gravímetros tradicionales (con una resolución de 5-10 microgal) se emplean microgravímetros de última generación con la mayor sensibilidad disponible en el mercado hoy en día (1-2 microgal).

La campaña de campo se realiza ocupando estaciones de medida distribuidas en perfiles o mallas regulares que cubran toda la región de interés. Además es necesario obtener lecturas periódicas (cada media hora) en un punto de referencia (denominado base) para obtener la curva de deriva instrumental.

Una vez obtenidos los registros de campo, realizando las oportunas correcciones (deriva instrumental, mareas, topografía, etc) se generan modelos de densidad del subsuelo. Generalmente es un método empleado para la detección de galerías y cuevas que suponen un déficit de masa respecto al terreno circundante.

Magnetometría:

La prospección magnética es una técnica basada en la medida y estudio de las variaciones del campo magnético terrestre, obteniéndose medidas del valor total del campo magnético o bien, opcionalmente, del gradiente de dicho campo magnético. Estas variaciones, son debidas a la presencia de cuerpos susceptibles de ser magnetizados y que, por tal motivo, contribuyen a modificar el campo magnético terrestre en su entorno.

2.1.2 Métodos directos

- Sondeos con recuperación continua de muestras alteradas mediante la herramienta de penetración estándar. El Ensayo de Penetración Estándar o SPT, es un tipo de prueba de penetración dinámica, empleada para ensayar terrenos en los que queremos realizar un estudio geotécnico.
- Sondeos con equipo rotatorio y muestreadores de barril.
- Sondeos de percusión o de avance con equipo tricónico o sondeos con variables de perforación controladas, es decir sondeos con registros continuos de la presión en las tuberías o mangueras de la máquina de perforar, de la velocidad de avance, de la torsión aplicada, etc.

La exploración directa de rocas:

El método más común utilizado para explorar tanto suelos como rocas, es a través de sondajes.

Existen diversos tipos de sondaje en suelos, siendo el más utilizado SPT para la extracción de las muestras, que proporciona además valores del número de golpes durante la penetración. En rocas, se utilizan sondajes a rotación con coronas de diversos tipos, según sea la dureza de la roca a muestrear.

Los sondajes a rotación pueden perforar cualquier tipo de suelo o roca hasta profundidades muy elevadas. Se utilizan brocas que muelen el material del fondo mediante rotación y presión. El material se extrae por medio de agua inyectada a presión.

Exploración Directa

Tipo de Material	Tipo de Muestreador	Técnica
Suelos Blandos	Tubo Shelby	SPT
Suelos Friccionantes	Tubo Partido	SPT
Suelos Duros	Tubo Deninson o Dentado	Rotatorios
Boleos y Rocas	Coronas de Diamante o Barriles	Rotatorios



Imagen 2.4 Prueba SPT



Imagen 2.5 Distintas coronas de diamantes



Imagen 2.6 Acercamiento a corona de diamantes.

Capítulo 3 Clasificaciones geomecánicas o geotécnicas de las macizos rocosos.

Son sistemas de clasificación de macizos rocosos que relacionan distintos parámetros para el diseño y sostenimiento de túneles.

3.1 Funciones

- 1.- Dividir y ubicar al macizo rocoso en un grupo de comportamiento parecido
- 2.- Dar bases para entender las características del macizo rocoso.
- 3.- Facilitar la planeación y el diseño
- 4.- Establecer un lenguaje común entre expertos en mecánica de rocas.

3.2 Clasificación de autores:

Bieniawski:

El sistema de clasificación RMR o Rock Mass Rating fue desarrollado por Z.T. Bieniawski durante los años 72- 73, y modificado posteriormente en el 76 79, en base a más de 300 casos reales de túneles, cavernas, taludes y cimentaciones. Actualmente se usa la edición de 1989, que coincide sustancialmente con la de 1979.

Barton:

Definido por Barton et al. (1974) como el Índice de Calidad de Rocas para Túneles. También es conocida como la clasificación NGI (Norwegian Geotechnical Institute) NGI. Determina la calidad del macizo y se aplica en definición de requerimientos de sostenimiento en excavaciones subterráneas.

González Vallejo:

Clasificación SRC

El sistema de clasificación de rocas superficie SRC (González Vallejo, 1983, 1985) fue desarrollado a partir del índice RMR para tomar en cuenta en los datos de esfuerzo in situ de afloramientos y las condiciones de construcción de túneles. El índice de SRC se calcula a partir de los parámetros mostrados en tablas como se hace con el RMR de Bieniawski pero toma en cuenta algunos parámetros distintos, a esta se aplican los factores de corrección. Las puntuaciones obtenidas y la roca correspondiente clasifican en las condiciones del macizo rocoso antes de la excavación y representan el SRC-básico.

Terzaghi:

En 1946, Terzaghi propuso el primer sistema racional de clasificación para calcular las cargas que deben soportar los marcos de acero en los túneles. Este método es apropiado para el propósito para el que fue diseñado, para la estimación de carga para los marcos de acero pero no es adecuado para los métodos modernos de túneles utilizando concreto lanzado y pernos de anclaje.

Otros.

3.3 Características que definen el estudio de las discontinuidades:

1. Orientación

En geotecnia se definen a las discontinuidades por la dirección del rumbo y del echado. Así por ejemplo, $120^{\circ}/65^{\circ}$ indica el azimut de la capa son 120° y el echado o buzamiento son 65° ; ambos siempre se expresan en grados. El rumbo de una capa es la intersección con respecto a la horizontal, y el echado la inclinación de la línea de máxima pendiente medida desde la horizontal. La dirección del rumbo de una capa se mide desde el Norte verdadero, en el sentido de las manecillas del reloj.

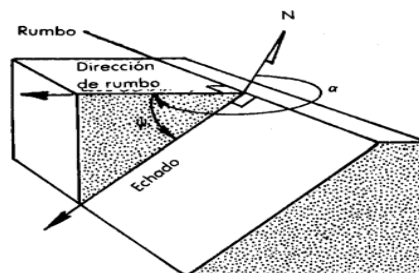


Imagen 3.1 Representación gráfica del rumbo, echado y dirección de rumbo.

2. Espaciado

El espaciado entre los planos de las discontinuidades condiciona el tamaño de los bloques de la matriz rocosa. El espaciado se define como la distancia entre dos planos de una misma familia de discontinuidades medida en la dirección perpendicular a dichos planos.

3. Continuidad o persistencia

La continuidad o persistencia es la extensión de la junta o fractura en el espacio y es de utilidad para la configuración geométrica. Si la continuidad no es muy alta, puede significar un incremento en la resistencia al corte en la discontinuidad por efecto de trabazón. Sin embargo, si la continuidad es tal que en vez de trabazón hay un intenso fracturamiento, entonces es en contra de la resistencia. Esta consideración debe ser tomada en cuenta por el ingeniero.

El mejor método para medir la continuidad es la observación directa siguiendo las discontinuidades en los cortes.

4. Rugosidad

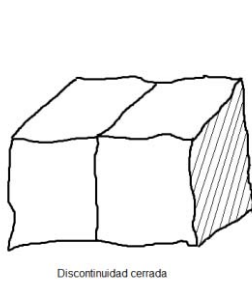
La rugosidad de una discontinuidad, es el factor determinante de la resistencia al corte entre los planos; viene caracterizada por su ondulación y su aspereza. Las ondulaciones son rugosidades a gran escala que están en contacto entre ambos labios, provocan expansión cuando tiene lugar un desplazamiento cortante.

5. Resistencia entre los planos

La resistencia de la pared de una discontinuidad influye en la resistencia al esfuerzo cortante y en su deformabilidad. Dicha resistencia depende del tipo de matriz rocosa, del grado de alteración y de la existencia o no de relleno. El ensayo para determinar la resistencia entre los planos se recomienda realizarlo con el martillo Schmidt, estimando el valor inicial de la resistencia a compresión simple de la roca. Una segunda alternativa es con los índices de campo.

6. Abertura

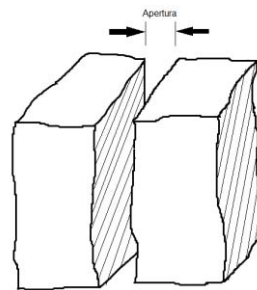
Se define como la distancia perpendicular que separa las paredes de la roca de una discontinuidad abierta, en la que el espacio intermedio, tiene agua o aire. En lo que se refiere a la resistencia al corte, en las aberturas delgadas, el grado de separación apenas tiene influencia; esta separación toma mayor relevancia cuando hay agua en la junta, ya que cambian los esfuerzos efectivos y, por tanto, la resistencia al esfuerzo cortante. En la medida que la abertura aumenta, el beneficio de la rugosidad disminuye, al grado de nulificar toda contribución de la rugosidad.



Discontinuidad cerrada

Imagen 3.2

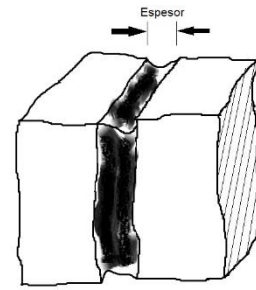
Discontinuidad cerrada



Discontinuidad Abierta

Imagen 3.3

Discontinuidad abierta



Discontinuidad Rellena

Imagen 3.4

Discontinuidad rellena

7. Relleno

El relleno es el material que separa las paredes (labios) de la roca. Puede estar compuesto por una amplia gama de combinaciones, desde suelo arcilloso hasta gravas y arenas, también por material producto de la misma desintegración de la roca. El efecto en la resistencia de la discontinuidad puede ser directo, en el caso de que el intemperismo provoque pérdida de cementación del relleno.

Para caracterizar el relleno de una discontinuidad se requiere, por una parte equipo para la recolección de muestras, y por otra, el correspondiente a la clasificación de suelos y rocas en laboratorio; cuando se analiza la fracción más fina del relleno, hay que determinar:

- o Fracción arcillosa
- o Porcentaje que pasa por el tamiz 200
- o Límites de consistencia

8. Filtraciones

La circulación de agua en los macizos rocosos, se realiza principalmente a lo largo de las fracturas y discontinuidades (permeabilidad secundaria). Sin embargo, en rocas sedimentarias, se produce también por los poros de la roca (permeabilidad primaria). A este respecto, hay que tener en cuenta que la permeabilidad primaria tiene normalmente relevancia en los macizos rocosos sedimentarios, donde los planos de estratificación y los propios estratos conectan unas rocas con otras. En cambio, dicha permeabilidad suele tener poca importancia, en macizos ígneos y metamórficos.

9. Tamaño de los bloques

El tamaño de los bloques es un indicador del comportamiento de las masas de roca. Las dimensiones del bloque son determinadas por el espaciamiento de las discontinuidades, por el número de juntas y por la persistencia de las discontinuidades.

Las masas rocosas compuestas por grandes bloques pueden ser menos deformables, y en el caso de las obras subterráneas desarrollan favorable trabazón entre los bloques y arqueos en la excavación. Mediante el parámetro "jv" (número de juntas identificadas en el macizo rocoso por m³), se puede representar, de manera aproximada, el número de discontinuidades que intersecan una unidad de volumen (1m³) de la masa rocosa.

Ante la dificultad de observar tridimensionalmente un afloramiento, el valor de jv se puede determinar contando las discontinuidades de cada familia entre una longitud normalmente de 5 y 10 metros, medidos perpendicularmente a la dirección de cada una de las familias.

10. Número de familias de discontinuidades

La intensidad o grado de fracturación y el tamaño de los bloques de la matriz rocosa están condicionados por el número de familias de discontinuidades (grupos de discontinuidades). Cada una de las familias queda orientada mediante la proyección estereográfica permitiendo identificar los mecanismos de falla que se presentan en la masa rocosa.

3.4 Parámetros Elásticos

Para definir cualquier material elásticamente se requieren dos de las cinco constantes elásticas disponibles: E (módulo de elasticidad), ν (coeficiente de Poisson), K (módulo de compresibilidad), G (módulo de rigidez) y λ (constante de Lamé). En la teoría elástica las más convenientes son G y λ , pero en los problemas de ingeniería donde la medida de la relación directa de una roca a una fuerza, se requiere una medida directa, E y ν son las más comúnmente citadas. A pesar de ello en la mayoría de las rocas cuasi y semi-elásticas, todas las constantes elásticas pueden ser relacionadas con buen grado de precisión. Una lista de los valores de E y ν se pueden observar en la Tabla:

Roca	E (kg/cm ²)	ν
Granito	2 – 6 x 10 ⁵	0,25
Microgranito	3 – 8 x 10 ⁵	0,25
Sienita	6 – 8 x 10 ⁵	0,25
Diorita	7 – 10 x 10 ⁵	0,25
Dolerita	8 – 11 x 10 ⁵	0,25
Gabro	7 – 11 x 10 ⁵	0,25
Basalto	6 – 10 x 10 ⁵	0,25
Arenisca	0,5 – 8 x 10 ⁵	
Lutita	1 – 3,5 x 10 ⁵	
Arcilla consolidada (Argilita)	2 – 5 x 10 ⁵	
Caliza	1 – 8 x 10 ⁵	
Dolomita	4 – 8,4 x 10 ⁵	
Carbón	1 – 2 x 10 ⁵	

Constantes elásticas de rocas con carga cero.

Tabla 3.5 Constantes elásticas de las rocas con carga cero

Módulo de elasticidad (E)/ Deformación Dinámica

El módulo de elasticidad (E), también llamado módulo de Young, es un parámetro característico de cada material que indica la relación existente (en la zona de comportamiento elástico de dicho material) entre los incrementos de tensión aplicados en el ensayo de tracción y los incrementos de deformación relativa producidos. Equivale a la tangente en cada punto de la zona elástica en la gráfica tensión-deformación obtenida del ensayo de tracción. En muchos casos el

módulo de elasticidad es constante durante la zona elástica del material, indicando un comportamiento lineal del mismo (ley de Hooke).

El módulo de elasticidad indica la rigidez de un material: cuanto más rígido es un material mayor es su módulo de elasticidad.

Resistencia a cortante (G)

Módulo de rigidez (G o μ): resistencia al corte.

Valores típicos de rocas: 1.653×10^{05} MPa (corteza hasta 100 km profundidad), 1.502×10^{05} MPa (1,200 km profundidad, base del manto)

Módulo de Poisson (ν)

Es la relación entre la deformación longitudinal y la deformación transversal $\nu = \frac{\epsilon_H}{\epsilon_V}$

La elasticidad es una propiedad de un material ideal y podemos vincularla con los materiales que se utilizan en ingeniería, incluyendo a las rocas en mayor o menor grado y en función de cuanto estos materiales se acercan al ideal. Prácticamente esto depende de tres factores principales: homogeneidad, isotropía y continuidad, cada uno de los cuales pueden ser definidos dentro de ciertos límites.

La isotropía es una medida de las propiedades direccionales de un material. Por ejemplo, con un criterio estadístico, un cuerpo granular será isótropo si todos sus granos tienen una orientación al azar y cuando un plano de dimensiones equivalentes lo intercepta, en cualquier dirección, corta al mismo en un número igual o equivalente de granos. Dado que muchas rocas tienen una orientación determinada en sus clastos o cristales, estas son estrictamente hablando anisótropas y deberá esperarse que reaccionen en forma diferente a aquellos esfuerzos que provienen de distintas direcciones, dependiendo esto del grado de anisotropía.

La homogeneidad es una medida de la continuidad física de un cuerpo. De esta manera en un material homogéneo, los constituyentes están distribuidos de tal forma que un pequeño fragmento separado de cualquier parte del cuerpo deberá tener constituyentes y propiedades representativas del todo. La homogeneidad depende en gran medida de la escala y podría ser posible describir una roca masiva de grano muy fino como homogénea, mientras que una roca de grano muy grueso dentro de dimensiones limitadas debe ser considerada no homogénea.

La continuidad puede ser considerada como una referencia a la porosidad y/o a la cantidad de diaclasas y fallas en un cuerpo rocoso particular. El grado de continuidad afectará su cohesión y por lo tanto la diferente distribución de tensiones a través de todo el cuerpo. Los extremos, al considerar la continuidad de una roca, estarán entre una masa rocosa fracturada, la cual es completamente discontinua y un cuerpo rocoso masivo de grano muy fino con un diaclasamiento muy espaciado, con lo cual es prácticamente continuo.

A partir de estas definiciones es posible arribar a una primera estimación de la probable elasticidad de una roca, recordando siempre que con la posible excepción de la obsidiana o de un metal nativo, todas las rocas son en alguna medida anisótropas, no homogéneas y discontinuas y por lo tanto no son perfectamente elásticas. De todas maneras, algunas rocas se pueden aproximar en grado variable a algunas propiedades elásticas, particularmente cuando están sometidas a bajas cargas de deformación.

Las relaciones entre E y v y las otras constantes elásticas y físicas de las rocas fueron analizadas estadísticamente por Judd y Huber sobre la base de las observaciones de Blair y Windes, ellos concluyen que existe una relación lineal directa para todas las rocas ensayadas entre el módulo de elasticidad y el módulo de rigidez y entre E y la resistencia a la compresión de la roca.

Ejercicio práctico para la determinación de los parámetros (módulos) dinámicos utilizando prueba sísmica.

En una masa rocosa de deformaciones basálticas, se realizaron pruebas sísmicas de refracción en socavones. Determine la densidad de la roca y con la siguiente tabla de las velocidades que obtenga los parámetros dinámicos. Comente ¿Cuál de los dos socavones es de menor calidad? y ¿Por qué?

$$vd = \frac{\left(\frac{vp}{vs}\right)^2 - 2}{2 \left[\left(\frac{vp}{vs}\right)^2 - 1 \right]}$$

$$Ed = \rho * Vp^2 * \frac{(1 - 2vd)(1 + vd)}{(1 - vd)}$$

$$G = Vs^2 * \rho$$

Donde:

vd =

vp = velocidad de ondas primarias o de compresión

vs= velocidad de onda de corte

Ed= Módulo de elasticidad

ρ= Densidad

G= Módulo de rigidez

Sitio	Ondas p (m/s)	Ondas s (m/s)	v	E	G
Socavón 1	3560	1880	0.3066	2.40E+07	4888
	3731	1890	0.3274	2.47E+07	4914
	3660	2040	0.2747	2.76E+07	5304
	4000	1950	0.3441	2.66E+07	5070
Socavón 2	2600	1480	0.2603	1.44E+07	3848
	2900	1590	0.2851	1.69E+07	4134
	3100	1560	0.3304	1.68E+07	4056
$\rho_{\text{basalto}} =$	2.6	T/m ²			

Sitio	Ondas p (m/s)	Ondas s (m/s)	v	E	G
Socavón 1	3560	1880	0.3066	2.26E+07	4606.0
	3731	1890	0.3274	2.32E+07	4630.5
	3660	2040	0.2747	2.60E+07	4998.0
	4000	1950	0.3441	2.50E+07	4777.5
Socavón 2	2600	1480	0.2603	1.35E+07	3626.0
	2900	1590	0.2851	1.59E+07	3895.5
	3100	1560	0.3304	1.59E+07	3822.0
$\rho =$	2.45	T/m ²			

3.5 Parámetros que se consideran del Macizo Rocoso Tomado de Hoek 2000

3.5.1 Clasificación de

Bieniawski (RMR)

RMR = Rock Mass Rating

RQD

Grado de Intemperismo

Roca Inalterada "Rc"

Distancia entre Fisuras

Rumbo y Echado

Separación de Fisuras

Continuidad de las Fisuras

Filtración del agua

A. CLASSIFICATION PARAMETERS AND THEIR RATINGS									
Parameter			Range of values						
1	Strength of intact rock material	Point-load strength index	>10 MPa	4 - 10 MPa	2 - 4 MPa	1 - 2 MPa	For this low range - uniaxial compressive test is preferred		
		Uniaxial comp. strength	>250 MPa	100 - 250 MPa	50 - 100 MPa	25 - 50 MPa	5 - 25 MPa	1 - 5 MPa	< 1 MPa
		Rating	15	12	7	4	2	1	0
2	Drill core Quality RQD		90% - 100%	75% - 90%	50% - 75%	25% - 50%	< 25%		
		Rating	20	17	13	8	3		
3	Spacing of discontinuities		> 2 m	0.6 - 2 . m	200 - 600 mm	60 - 200 mm	< 60 mm		
		Rating	20	15	10	8	5		
4	Condition of discontinuities (See E)		Very rough surfaces Not continuous No separation Unweathered wall rock	Slightly rough surfaces Separation < 1 mm Slightly weathered walls	Slightly rough surfaces Separation < 1 mm Highly weathered walls	Slickensided surfaces or Gouge < 5 mm thick or Separation 1-5 mm Continuous	Soft gouge >5 mm thick or Separation > 5 mm Continuous		
		Rating	30	25	20	10	0		
5	Ground water	Inflow per 10 m tunnel length (l/m)	None	< 10	10 - 25	25 - 125	> 125		
		(Joint water press)/ (Major principal σ)	0	< 0.1	0.1 - 0.2	0.2 - 0.5	> 0.5		
		General conditions	Completely dry	Damp	Wet	Dripping	Flowing		
		Rating	15	10	7	4	0		
B. RATING ADJUSTMENT FOR DISCONTINUITY ORIENTATIONS (See F)									
Strike and dip orientations		Very favourable	Favourable	Fair	Unfavourable	Very Unfavourable			
Ratings	Tunnels & mines	0	-2	-5	-10	-12			
	Foundations	0	-2	-7	-15	-25			
	Slopes	0	-5	-25	-50				
C. ROCK MASS CLASSES DETERMINED FROM TOTAL RATINGS									
Rating	100 ← 81		80 ← 61	60 ← 41	40 ← 21	< 21			
Class number	I		II	III	IV	V			
Description	Very good rock		Good rock	Fair rock	Poor rock	Very poor rock			
D. MEANING OF ROCK CLASSES									
Class number	I		II	III	IV	V			
Average stand-up time	20 yrs for 15 m span		1 year for 10 m span	1 week for 5 m span	10 hrs for 2.5 m span	30 min for 1 m span			
Cohesion of rock mass (kPa)	> 400		300 - 400	200 - 300	100 - 200	< 100			
Friction angle of rock mass (deg)	> 45		35 - 45	25 - 35	15 - 25	< 15			
E. GUIDELINES FOR CLASSIFICATION OF DISCONTINUITY conditions									
Discontinuity length (persistence)	< 1 m		1 - 3 m	3 - 10 m	10 - 20 m	> 20 m			
Rating	6		4	2	1	0			
Separation (aperture)	None		< 0.1 mm	0.1 - 1.0 mm	1 - 5 mm	> 5 mm			
Rating	6		5	4	1	0			
Roughness	Very rough		Rough	Slightly rough	Smooth	Slickensided			
Rating	6		5	3	1	0			
Infilling (gouge)	None		Hard filling < 5 mm	Hard filling > 5 mm	Soft filling < 5 mm	Soft filling > 5 mm			
Rating	6		4	2	2	0			
Weathering	Unweathered		Slightly weathered	Moderately weathered	Highly weathered	Decomposed			
Rating	6		5	3	1	0			
F. EFFECT OF DISCONTINUITY STRIKE AND DIP ORIENTATION IN TUNNELLING**									
Strike perpendicular to tunnel axis				Strike parallel to tunnel axis					
Drive with dip - Dip 45 - 90°		Drive with dip - Dip 20 - 45°		Dip 45 - 90°		Dip 20 - 45°			
Very favourable		Favourable		Very unfavourable		Fair			
Drive against dip - Dip 45-90°		Drive against dip - Dip 20-45°		Dip 0-20 - Irrespective of strike°					
Fair		Unfavourable		Fair					

Imagen 3.6 Parámetros y su clasificación (RMR)

3.5.2 Clasificación de Barton, Lien, Lunde, "Q".

RQD

J_n , Número de sistema de fisuras

J_r , Número de rugosidad

J_a , Número de alteración de las juntas

J_w , Factor de reducción por presencia de agua

SRF, Factor de reducción de esfuerzos

$$Q = \left(\frac{RQD}{J_n} \right) \left(\frac{J_r}{J_a} \right) \left(\frac{J_w}{SRF} \right)$$

$\left(\frac{RQD}{J_n} \right) \rightarrow$ Representa el tamaño de los bloques y varía de 200cm a 0.5cm

$\left(\frac{J_r}{J_a} \right) \rightarrow$ Equivale a resistencia al corte entre bloques

$\left(\frac{J_w}{SRF} \right) \rightarrow$ Indica el estado tensional del macizo rocoso

Existe una ecuación que relaciona los parámetros de Bieniawski y la Q de Barton.

$$RMR = 9\ln Q + 44$$

DESCRIPTION	VALUE	NOTES
1. ROCK QUALITY DESIGNATION	RQD	
A. Very poor	0 - 25	1. Where RQD is reported or measured as ≤ 10 (including 0), a nominal value of 10 is used to evaluate Q.
B. Poor	25 - 50	
C. Fair	50 - 75	
D. Good	75 - 90	2. RQD intervals of 5, i.e. 100, 95, 90 etc. are sufficiently accurate.
E. Excellent	90 - 100	
2. JOINT SET NUMBER	J_n	
A. Massive, no or few joints	0.5 - 1.0	
B. One joint set	2	
C. One joint set plus random	3	
D. Two joint sets	4	
E. Two joint sets plus random	6	
F. Three joint sets	9	1. For intersections use $(3.0 \times J_n)$
G. Three joint sets plus random	12	
H. Four or more joint sets, random, heavily jointed, 'sugar cube', etc.	15	2. For portals use $(2.0 \times J_n)$
J. Crushed rock, earthlike	20	

3. JOINT ROUGHNESS NUMBER	J_r	
<i>a. Rock wall contact</i>		
<i>b. Rock wall contact before 10 cm shear</i>		
A. Discontinuous joints	4	
B. Rough and irregular, undulating	3	
C. Smooth undulating	2	
D. Slickensided undulating	1.5	1. Add 1.0 if the mean spacing of the relevant joint set is greater than 3 m.
E. Rough or irregular, planar	1.5	
F. Smooth, planar	1.0	
G. Slickensided, planar	0.5	2. $J_r = 0.5$ can be used for planar, slickensided joints having lineations, provided that the lineations are oriented for minimum strength.
<i>c. No rock wall contact when sheared</i>		
H. Zones containing clay minerals thick enough to prevent rock wall contact	1.0 (nominal)	
J. Sandy, gravely or crushed zone thick enough to prevent rock wall contact	1.0 (nominal)	

4. JOINT ALTERATION NUMBER	J_a	ϕ_r degrees (approx.)
<i>a. Rock wall contact</i>		
A. Tightly healed, hard, non-softening, impermeable filling	0.75	1. Values of ϕ_r , the residual friction angle, are intended as an approximate guide to the mineralogical properties of the alteration products, if present.
B. Unaltered joint walls, surface staining only	1.0	25 - 35
C. Slightly altered joint walls, non-softening mineral coatings, sandy particles, clay-free disintegrated rock, etc.	2.0	25 - 30
D. Silty-, or sandy-clay coatings, small clay-fraction (non-softening)	3.0	20 - 25
E. Softening or low-friction clay mineral coatings, i.e. kaolinite, mica. Also chlorite, talc, gypsum and graphite etc., and small quantities of swelling clays. (Discontinuous coatings, 1 - 2 mm or less)	4.0	8 - 16

4. JOINT ALTERATION NUMBER	J_a	ϕ_r degrees (approx.)
<i>b. Rock wall contact before 10 cm shear</i>		
F. Sandy particles, clay-free, disintegrating rock etc.	4.0	25 - 30
G. Strongly over-consolidated, non-softening clay mineral fillings (continuous < 5 mm thick)	6.0	16 - 24
H. Medium or low over-consolidation, softening clay mineral fillings (continuous < 5 mm thick)	8.0	12 - 16
J. Swelling clay fillings, i.e. montmorillonite, (continuous < 5 mm thick). Values of J_a depend on percent of swelling clay-size particles, and access to water.	8.0 - 12.0	6 - 12
<i>c. No rock wall contact when sheared</i>		
K. Zones or bands of disintegrated or crushed	6.0	
L. rock and clay (see G, H and J for clay	8.0	
M. conditions)	8.0 - 12.0	6 - 24
N. Zones or bands of silty- or sandy-clay, small clay fraction, non-softening	5.0	
O. Thick continuous zones or bands of clay	10.0 - 13.0	
P. & R. (see G.H and J for clay conditions)	6.0 - 24.0	

5. JOINT WATER REDUCTION		J_w	approx. water pressure (kgf/cm ²)	
A. Dry excavation or minor inflow i.e. < 5 l/m locally		1.0	< 1.0	
B. Medium inflow or pressure, occasional outwash of joint fillings		0.66	1.0 - 2.5	
C. Large inflow or high pressure in competent rock with unfilled joints		0.5	2.5 - 10.0	
D. Large inflow or high pressure		0.33	2.5 - 10.0	
E. Exceptionally high inflow or pressure at blasting, decaying with time		0.2 - 0.1	> 10	
F. Exceptionally high inflow or pressure		0.1 - 0.05	> 10	

1. Factors C to F are crude estimates; increase J_w if drainage installed.
2. Special problems caused by ice formation are not considered.

6. STRESS REDUCTION FACTOR		SRF		
<i>b. Competent rock, rock stress problems</i>				
	σ_c/σ_1	σ_t/σ_1		
H. Low stress, near surface	> 200	> 13	2.5	2. For strongly anisotropic virgin stress field (if measured): when $5 \leq \sigma_1/\sigma_3 \leq 10$, reduce σ_c to $0.8\sigma_c$ and σ_t to $0.8\sigma_t$. When $\sigma_1/\sigma_3 > 10$, reduce σ_c and σ_t to $0.6\sigma_c$ and $0.6\sigma_t$ where σ_c = unconfined compressive strength, and σ_t = tensile strength (point load) and σ_1 and σ_3 are the major and minor principal stresses.
J. Medium stress	200 - 10	13 - 0.66	1.0	
K. High stress, very tight structure (usually favourable to stability, may be unfavourable to wall stability)	10 - 5	0.66 - 0.33	0.5 - 2	
L. Mild rockburst (massive rock)	5 - 2.5	0.33 - 0.16	5 - 10	
M. Heavy rockburst (massive rock)	< 2.5	< 0.16	10 - 20	
<i>c. Squeezing rock, plastic flow of incompetent rock under influence of high rock pressure</i>				
N. Mild squeezing rock pressure			5 - 10	3. Few case records available where depth of crown below surface is less than span width. Suggest SRF increase from 2.5 to 5 for such cases (see H).
O. Heavy squeezing rock pressure			10 - 20	
<i>d. Swelling rock, chemical swelling activity depending on presence of water</i>				
P. Mild swelling rock pressure			5 - 10	
R. Heavy swelling rock pressure			10 - 15	

Tabla 3.7 Parámetros y su clasificación (Q de Barton)

El concepto más simple para determinar la calidad de una masa rocosa se debe a Don U. Deere, se denomina comúnmente Índice de Calidad de la Roca, "RQD". Consiste en determinar el porcentaje de recuperación de núcleos de roca con longitud mayor de 10 cm, obtenidos durante la ejecución de sondeos exploratorios en la masa rocosa mediante la expresión mostrada. La calidad de la roca se establece en función del porcentaje de recuperación:

$$RQD(\%) = 100 \times \frac{\sum \text{Longitud de los trozos de testigo} > 10\text{cm}}{\text{Largo del barreno (longitud total)}}$$

Para la estimación del RQD se consideran solo los fragmentos o trozos de testigo de material fresco, excluyéndose los que presentan un grado de alteración importante (a partir de grado IV inclusive), para los que se considera un RQD=0%. La medida del RQD se debe realizar en cada maniobra del sondeo o en cada cambio litológico, siendo recomendable que la longitud de maniobra no exceda 1.5m. El diámetro mínimo de los testigos debe ser 48mm. La medida del testigo se realiza sobre el eje central del mismo, considerándose los fragmentos con, al menos, un diámetro completo.

A continuación se muestra el procedimiento de medida del RQD y se describe la calidad de la roca en función de este índice:

RQD %	Calidad
< 25	Muy mala
25 - 50	Mala
50 - 75	Media
75 - 90	Buena
90 - 100	Muy buena

Tabla 3.8 Clasificación del RQD

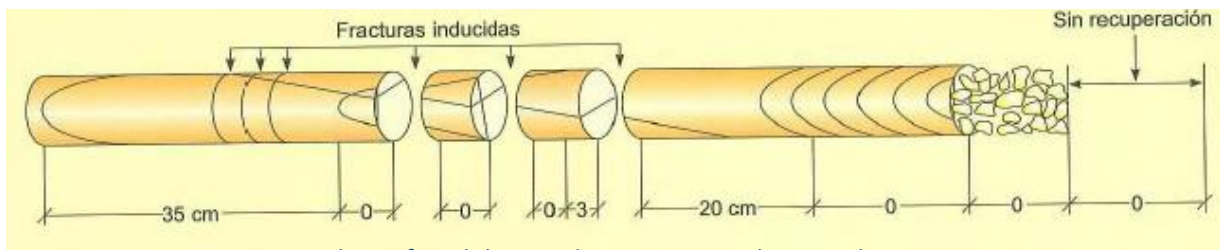


Imagen 3.9 Ejemplo grafico del procedimiento para obtener el RQD

$$RQD = \frac{35 + 20}{122} \times 100 \approx 48\%$$

Procedimiento de medida del RQD.

Ejemplo: Se va a realizar una excavación para una cámara de almacenamiento de petróleo. Los datos de la masa rocosa y excavación son:

Profundidad de la excavación $H = 150\text{m}$

Peso Específico $\gamma = 24\text{kN/m}^3 = 2.4\text{t/m}^3$

Ancho de la cavidad $B = 15\text{m}$

Altura de la excavación $h = 10\text{m}$

Orientación de la familia

NE10° SW / 60° SE

NE75° SW / 50° SE

NE40° SW / 75° SE

Espaciamiento promedio 5cm.

Resistencia simple de la roca $\sigma = 70\text{MPa}$

RQD = 70%

Número de familias principales de discontinuidad 3.

Rugosidad de las discontinuidades:

Familia A: Regular a ondulada, longitud = 5m

Familia B: Rugosa o plana, longitud = 8m

Familia C: Suave a ondulada, longitud = 4m

Alteración de las discontinuidades:

Familia A: Ligera alteración de los labios, no existe arcilla.

Familia B: Junta sellada dura.

Familia C: Caras de la junta manchadas de óxido, sin relleno.

Presencia de agua (observación):No

Presiones medias, ocasionando lavado de los rellenos , juntas húmedas.

Caracterización índice Barton Q.

$$Q = \left(\frac{RQD}{J_n}\right) \left(\frac{J_r}{J_a}\right) \left(\frac{J_w}{SRF}\right)$$

$$RQD = 70\%$$

$$J_n \rightarrow 3 \text{ Familias} \rightarrow J_n=9$$

$$J_r: J_{ra} = 3, J_{rb} = 1.5, J_{rc} = 2. \rightarrow \Sigma=6 \rightarrow \text{Promedio de } J_r = 2.17$$

$$J_a: J_{aa} = 2, J_{ab} = 0.75, J_{ac} = 1. \rightarrow \Sigma=3.75 \rightarrow \text{Promedio de } J_a = 1.25$$

$$J_w = 0.66$$

$$SRF = 2.5$$

$$Q = \left(\frac{70}{9}\right) \left(\frac{2.17}{1.25}\right) \left(\frac{0.66}{2.5}\right) = 3.56 \approx 4 \rightarrow \text{La masa rocosa tiene una clasificación de mala a regular.}$$

Clasificación de Bieniawski (RMR)

Parámetro	Puntuación	
1) Resistencia de la matriz rocosa	7	
2) RQD	13	
3) Separación entre discontinuidades	5	
	Longitud	2
	Abertura	6
4) Estado de las discontinuidades	Rugosidad	3
	Relleno	6
	Alt	4.67
5) Agua Freática		7
	$\Sigma =$	53.67

Clasificación RMR = 54 \rightarrow La masa rocosa es media de clase III

Expresión de relación Q y RMR.
 $RMR = 9 \ln Q + 44 \rightarrow$ si $Q = 4 \rightarrow$
 $\rightarrow RMR = 56 \rightarrow$ Clase III

No hay corrección por orientación de discontinuidades

Capítulo 4 Red estereográfica

4.1 Objetivos principales de las exploraciones geotécnicas:

- 1.- Definir la naturaleza de los suelos y rocas.
- 2.- Definir las condiciones geológicas del agua en el subsuelo.
- 3.- Identificar riesgos geológicos potenciales.
- 4.- Obtener muestras para ensaye de laboratorio.
- 5.- Realizar pruebas in-situ.

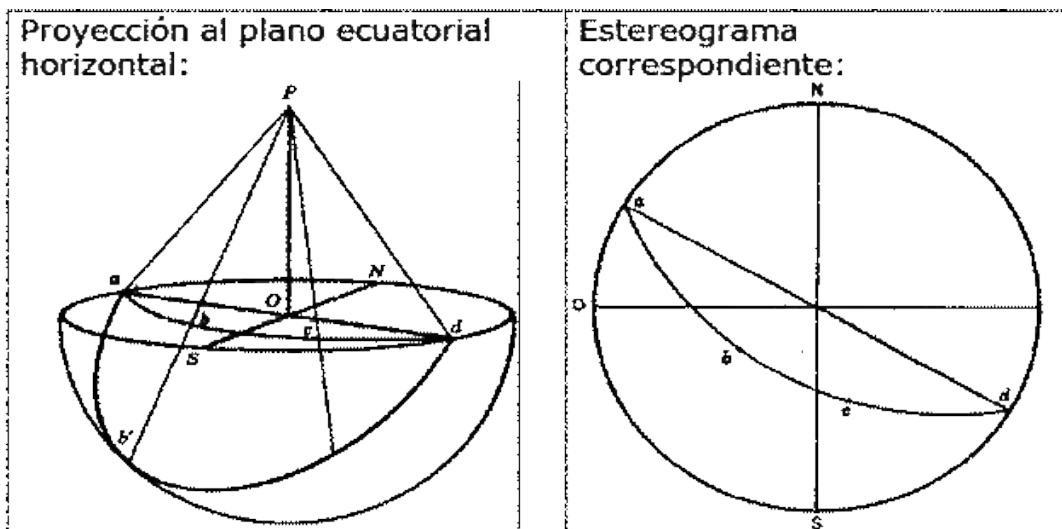


Imagen 4.1 Proyección y su respectivo estereograma

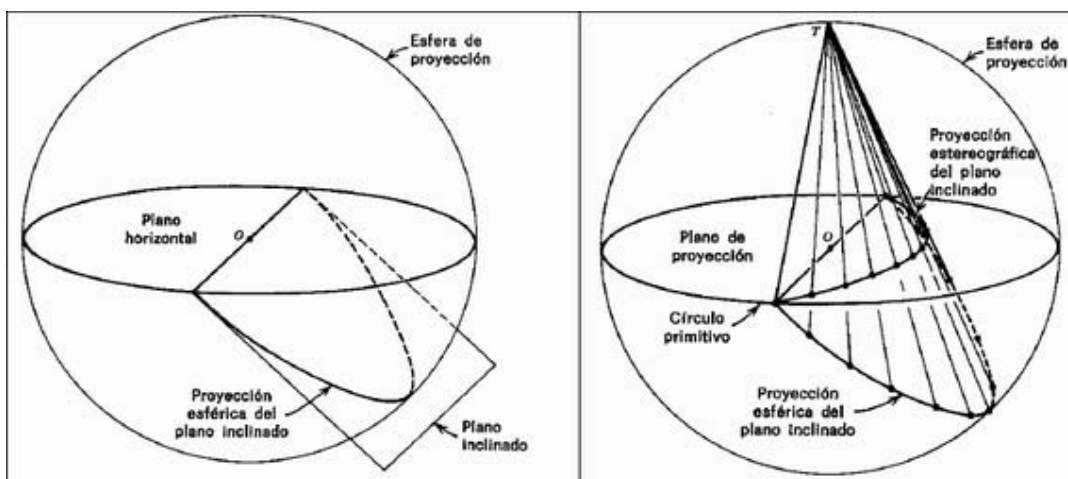


Imagen 4.2 Representaciones en la esfera de proyección

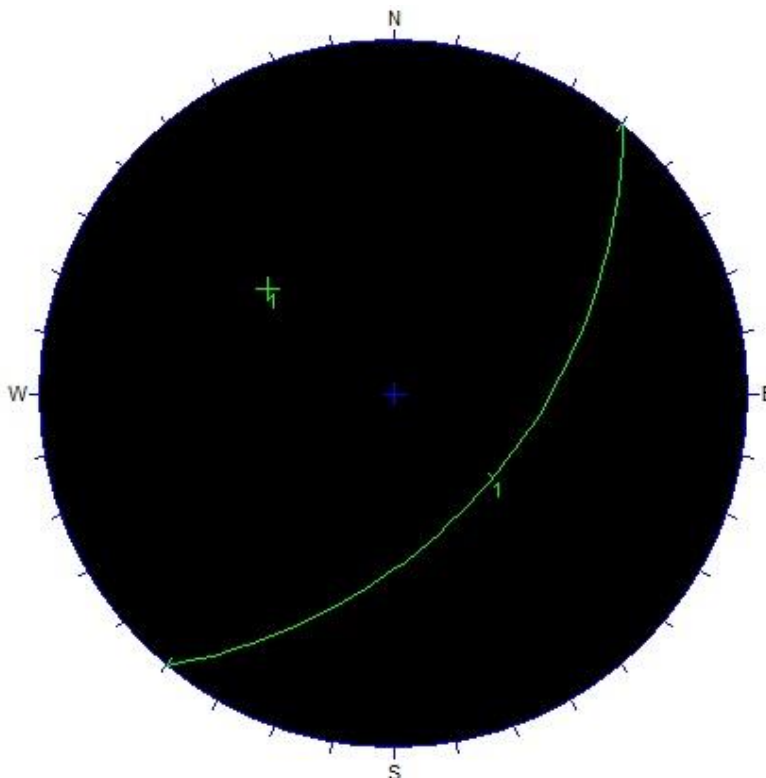
4.2 Principales usos de la red estereográfica:

Una red estereográfica es una representación en 2 dimensiones de una esfera en la que es posible ubicar estructuras planares como fallas, fracturas, diaclasas, etc. Para esto basta con tener una buena medición del rumbo de la estructura.

- 1.- Trazar familias de discontinuidades en una masa rocosa.
- 2.- Localizar y ubicar en el espacio mecanismos de falla (Plana y Cuña)
- 3.- Medir ángulos en el espacio y buzamiento de los planos de falla.
- 4.- Utilizar el ángulo de fricción interna para inferir (no diseñar) la falla al esfuerzo cortante.

Ejercicio:

Trazar en la red estereográfica la siguiente discontinuidad.



Orientations	
ID	Dip / Direction
1	50 / 130

Equal Angle
Lower Hemisphere
0 Poles
0 Entries

Ejercicio Ilustrado con software "Dips". Donde Dip/Direction = Buzamiento/Dirección de Buzamiento.

Ejercicio:

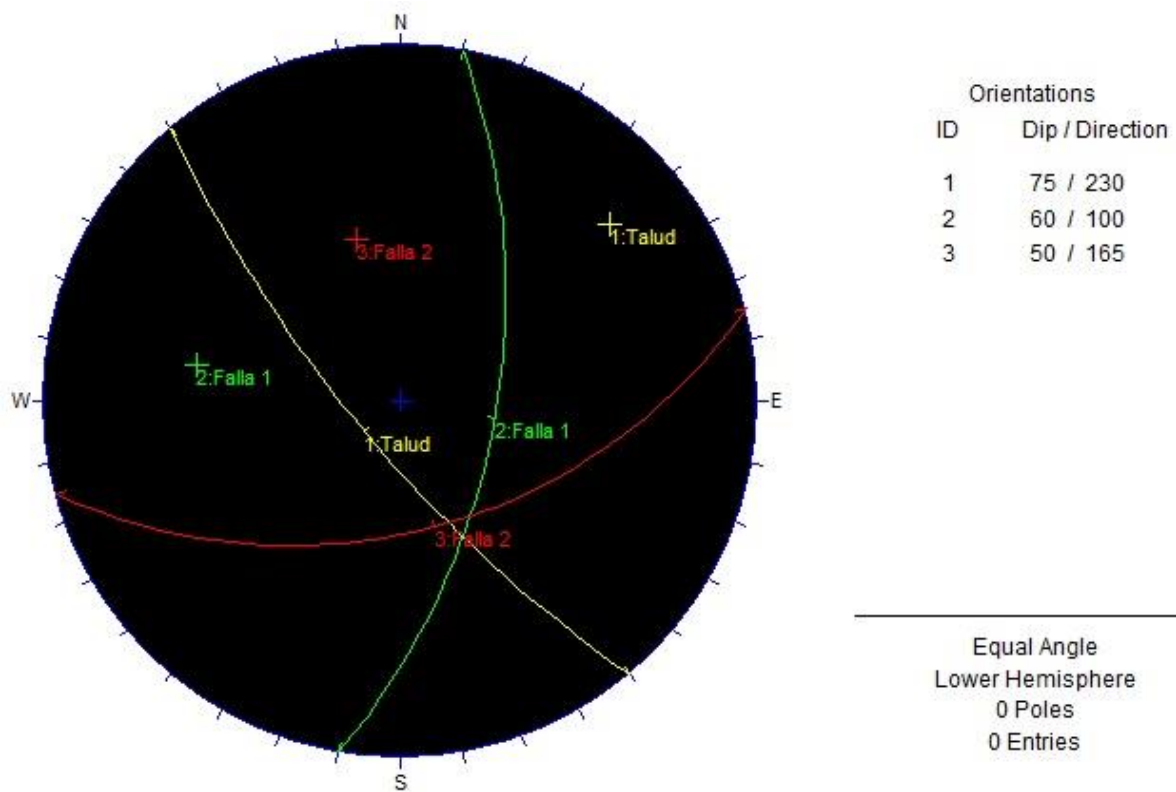
Haciendo uso de la red estereográfica, decir que tipo de falla existe y decir su inclinación (Buzamiento predominante) para las siguientes familias:

Túnel:

Talud a realizar: 40° NW / 75°

Familia 1: NE10° / 60° SE

Familia 2: NE75° / 50° SE

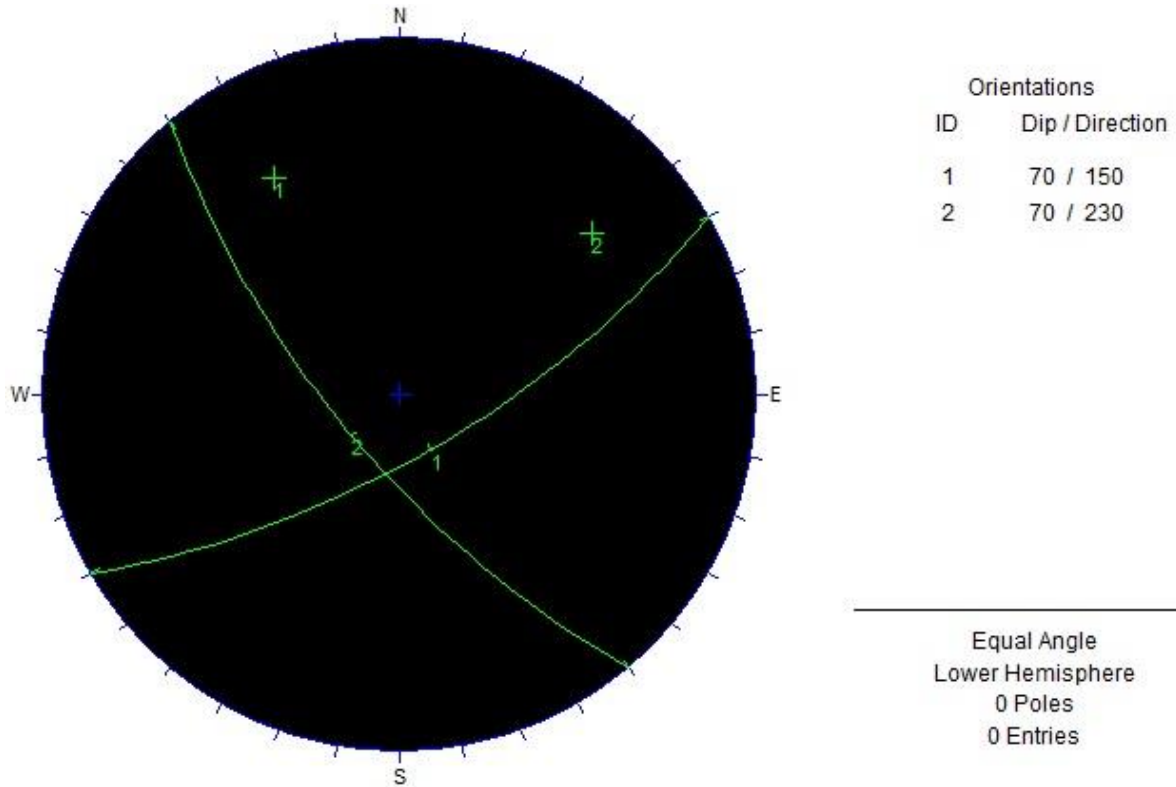


Ejercicio Ilustrado con software "Dips". Donde Dip/Direction = Buzamiento/Dirección de Buzamiento.

Ejercicio:

Fractura 1: NE60° / 70°

Fractura 2: NW40° / 70° NE



Ejercicio Ilustrado con software "Dips". Donde Dip/Direction = Buzamiento/Dirección de Buzamiento.

4.3 Fallas en taludes en rocas.

Calidad y rodamento

Vuelco de bloques

Volteo de bloques

Falla plana

Falla en cuña

Circular

Falla generada por el hombre

Efecto de las vibraciones

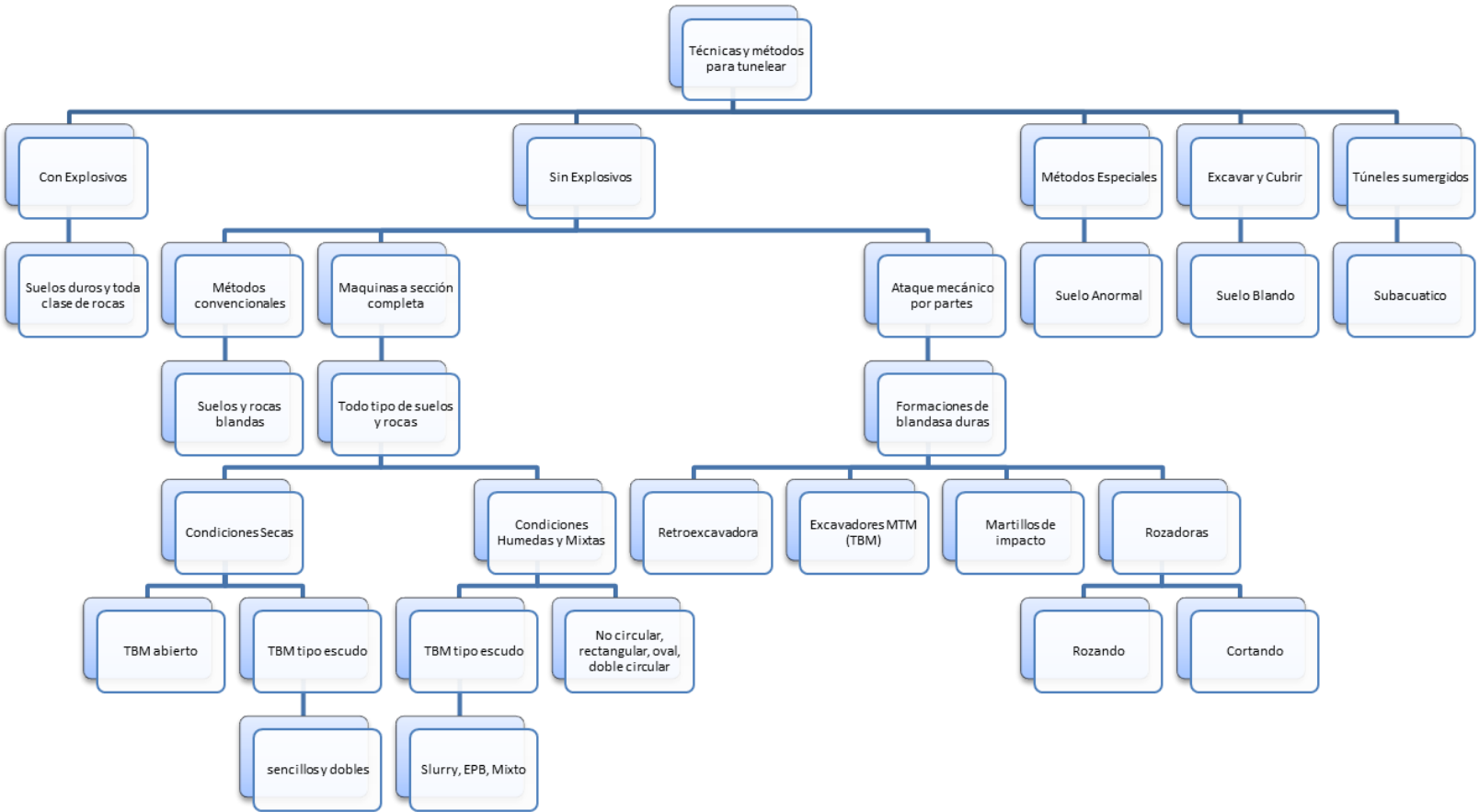
Tipos de fallas en excavaciones
subterráneas:

Desconchamiento

Plastificación → En las arcillas de la
ciudad de México.

Alteración del campo de esfuerzos in-
situ.

4.4 Técnicas y métodos para tunear



Capítulo 5 Esfuerzos en la roca

Esfuerzo es la cantidad de fuerza que actúa sobre una unidad de roca y que como resultado de su acción la roca cambia de forma y/o volumen. Deformación es el cambio de forma y/o de volumen de una unidad de roca causada por el esfuerzo (es el efecto en la roca del esfuerzo aplicado). Los esfuerzos pueden ser originados por diversas causas; presión confinante, compresión, tensión y cizalla. La deformación es un efecto de la intensidad del esfuerzo, de tal forma puede ser elástico, frágil ó dúctil.

5.1 Esfuerzos en la roca

Módulo de deformabilidad de la masa rocosa (E_m)

Sugerencias:

$RMR > 55$

$E_m (GPa) = 2RMR - 100 \rightarrow$ Bieniawski, 1979.

$55 > RMR > 35$

$E_m (GPa) = \frac{10^{(RMR-10)}}{40} \rightarrow$ Serafín y Pereira, 1983.

$35 > RMR$

$E_m (GPa) = \frac{3.5RMR^{3.75}}{40} \rightarrow$ Boyd, 1993.

$E_m (GPa) = \left(1 - \frac{D}{2}\right) \left(\frac{\sigma_c}{100}\right)^{\frac{1}{2}} \left(10^{\frac{GSI-10}{40}}\right) \rightarrow$ Hoek, 2002.

Dónde:

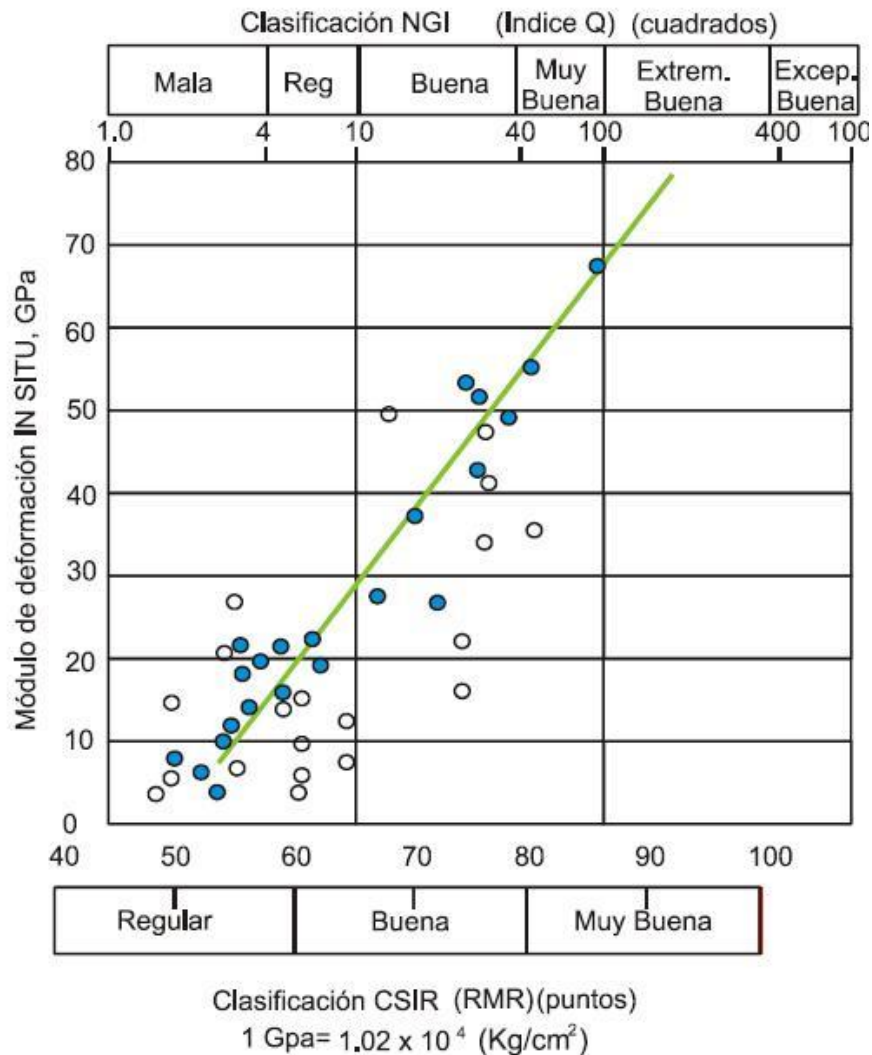
GSI = Índice de resistencia geológico

D = Diámetro excavación

σ_c = Resistencia a compresión simple

Uso de las clasificaciones geomecánicas para obtener E.

Bieniawski propuso una correlación entre la clasificación de masas rocosas y su módulo de deformación E, posteriormente Barton complementó la supuesta correlación anterior con varios casos en donde aplicó el sistema de clasificación NGI, Figura 5.1, estas correlaciones muestran los rangos de valores entre ambas clasificaciones de las masas rocosas y su módulo de deformación, en función de su calidad, definida por las clasificaciones de mayor uso actual, lo cual nos da una idea del valor requerido y puede ser útil (Bello, 1993).



Grafica 5.1 Relación entre clasificaciones de las masas rocosas y el módulo de deformabilidad E, según Bieniawsky y Barton (Hoek, 1980)

5.2 Uso del índice geológico de resistencia GSI

Hoek et al., (1995) presentó el índice de resistencia geológica, como complemento a su criterio generalizado de falla en roca, y como una forma de estimar los parámetros s , y m_b en el criterio, El GSI estima la reducción de la resistencia del macizo para diferentes condiciones geológicas. El GSI se ha actualizado para macizos débiles en varias ocasiones (1998, 2000 y 2001 (Hoek et al., 2002)).

La determinación de los parámetros del GSI se basa en las descripciones de la calidad del macizo rocoso en lugar de formular datos de entrada cuantitativos como en los sistemas RMR, Q y RMI. El GSI es principalmente útil para macizos rocoso más blandos con RMR menor a 20.

El GSI es utilizado para la estimación de los parámetros de entrada para el cálculo de la resistencia, solo es una relación empírica y los procesos asociados a las clasificaciones de la ingeniería de rocas.

El índice geológico de resistencia GSI, puede utilizarse para obtener la predicción del módulo de deformabilidad de las masas rocosas, especialmente en la etapa preliminar cuando la información de pruebas de campo es limitada. El módulo de deformabilidad es relacionado con el índice GSI con la ecuación:

$$\text{GSI} = 9 \log Q' + 44$$

En algunas masas rocosas la existencia del ordenamiento o disposición espacial de las discontinuidades como la foliación o la estratificación puede ser de ayuda para orientar las direcciones del estado de esfuerzos en los ejes convencionales. En una masa rocosa isotrópica, la elección de los ejes de referencia para definir el estado de esfuerzos en un punto puede ser arbitraria y esto se logra con la determinación de los esfuerzos principales.

Se llaman ejes principales de esfuerzos, cuando los esfuerzos cortantes en un punto son nulos, entonces las caras del cubo, son llamadas planos principales.

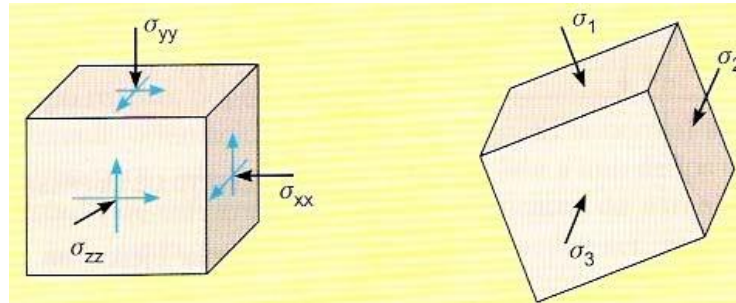


Imagen 5.2 Ejes principales de esfuerzos.

σ_1 = Esfuerzo principal sobre el eje y, σ_2 = Esfuerzo principal sobre el eje x σ_3 = Esfuerzo principal sobre el eje z.

Los esfuerzos que actúan en los planos principales sólo son normales y se llaman esfuerzos principales. Convencionalmente son denotados por los símbolos σ_1 llamado esfuerzo principal mayor, σ_3 corresponde al esfuerzo principal menor, y σ_2 es el esfuerzo principal intermedio:

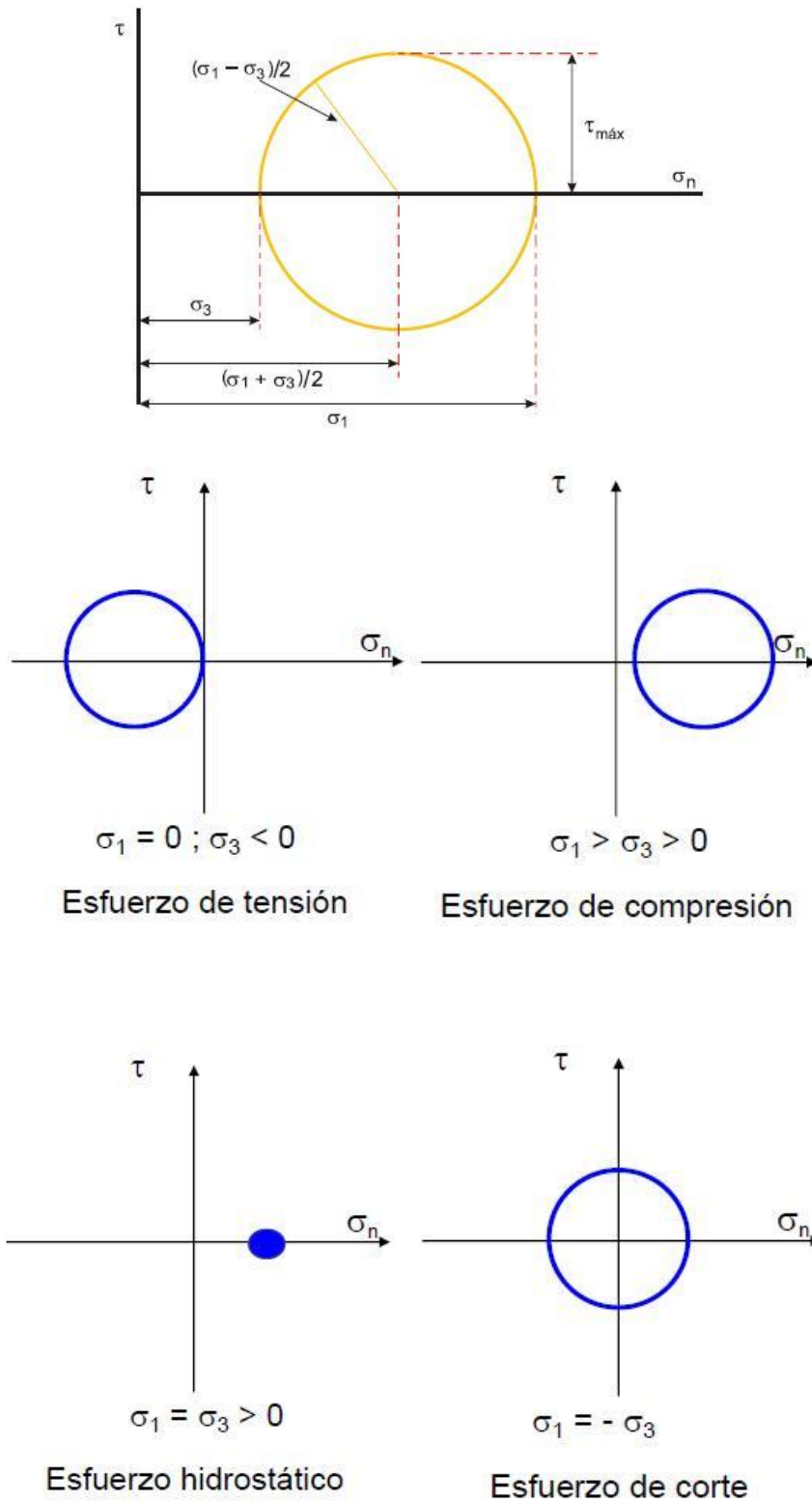
$$\sigma_1 > \sigma_2 > \sigma_3$$

Una masa rocosa isotrópica no puede tener efectos de orientación respecto a su resistencia, es decir, tiene la misma resistencia en todas sus direcciones. Por lo tanto, las condiciones de rotura pueden estar expresadas en términos de cantidades que sean independientes de la dirección. Los invariantes son propiedades de los tensores (escalares) que tienen el mismo valor para cualquier sistema coordenado. Los esfuerzos principales representan un estado de esfuerzos en el que tienen únicamente componentes de esfuerzo normal, en tanto, los esfuerzos principales son también invariantes. Si sólo existen esfuerzos debido a las fuerzas gravitacionales sobre un punto, el plano horizontal y todos los planos verticales que pasan por ese punto serían planos principales de esfuerzo. Si $\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_3$ el estado de esfuerzos se denomina isótropo o hidrostático, como el que presentan los fluidos.

Las paredes en las excavaciones superficiales y subterráneas que se autosportan corresponden a los planos principales de esfuerzos, sobre los que no actúan los esfuerzos tangenciales o cortantes.

Existen métodos gráficos para representar la variación de esfuerzos en dos dimensiones, el diagrama del círculo de Mohr es el más importante. Las ecuaciones corresponden a un círculo; las intersecciones del círculo con el eje σ son los esfuerzos principales σ_1 y σ_3 . El radio del círculo representa el máximo valor de esfuerzo tangencial τ . Cualquier punto del círculo representa el estado de esfuerzos sobre un plano cuya normal forma un ángulo α con la dirección del esfuerzo principal mayor σ_1 . El círculo de Mohr permite representar diferentes estados de esfuerzos.

5.3 Diferentes estados de esfuerzos.



Figuras 5.3 Graficas (círculos de Mohr) representativas para los diferentes estados de esfuerzo

5.4 Criterio De Hoek Y Brown

Criterio de rotura para la masa rocosa

Se conoce como el criterio generalizado para determinar la rotura de una masa rocosa (Hoek y Brown, 1980), considera los factores que determinan la rotura a escala de la masa rocosa, como el nivel de esfuerzos a la que está sometida, la no linealidad, la influencia del tipo de roca y el estado de alteración del medio rocoso; la ecuación define la resistencia de la masa rocosa.

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sigma_{ci} \sqrt{m \frac{\sigma_3}{\sigma_{ci}} + s}$$

Dónde:

σ_1 y σ_3 : son los esfuerzos principales mayor y menor.

σ_{ci} : es la resistencia a compresión simple de la matriz rocosa.

m y s : son constantes adimensionales que dependen de las propiedades de la masa rocosa, del tipo de la roca, de la frecuencia y características de las discontinuidades.

Los valores de las constantes m y s utilizando el índice GSI, se determinan con el grupo de expresiones:

$$m = m_i e^{\frac{GSI-100}{28}}; s = e^{\frac{GSI-100}{9}}$$

Dónde:

GSI: Geological Strength Index

σ_{ci} : es la resistencia a compresión simple de la matriz rocosa.

m y s : son constantes adimensionales que dependen de las propiedades de la masa rocosa, del tipo de la roca, de la frecuencia y características de las discontinuidades.

Capítulo 6 Análisis de presión en túneles

6.1 Determinación aproximada de la deformabilidad de una masa rocosa. (Ingeniero Arturo Bello, 1993).

Contar con una determinación aproximada de la ley de resistencia de la masa rocosa, permite una adecuada evaluación de anteproyectos y la programación racional de los ensayos de campo.

Los parámetros de resistencia que definen la envolvente de falla de una masa rocosa, pueden ser determinados con aproximación satisfactoria, mediante ensayos de campo, como la prueba de corte directo que permite conocer los parámetros de resistencia del sistema de discontinuidades del macizo rocoso en que se efectúe la prueba (Bello, 1993).

La deformación en los suelos de relleno

$$\delta s = \frac{1}{E_s} * \Delta p * \Delta H$$

Y la deformación de las rocas entre discontinuidades

$$\delta s = \frac{1}{E_r} * \Delta p * \Delta z$$

$H = mv \rightarrow$ Módulo

Considerando el siguiente modelo de esfuerzo-deformación una masa rocosa está sujeta a una presión “q” aplicada en su frontera superior, teniendo discontinuidades con separaciones entre ellas llamadas “s”. Cada elemento tiene un espesor Δz y tendrá una contribución a la deformación por la roca, entre discontinuidades y por el relleno de esas discontinuidades.

Donde:

δs = Deformación del suelo

E_s = Modulo de deformación del suelo

E_r = Modulo de deformación de la roca

Δp = Presión actuante en el elemento considerado

Δz = Espesor

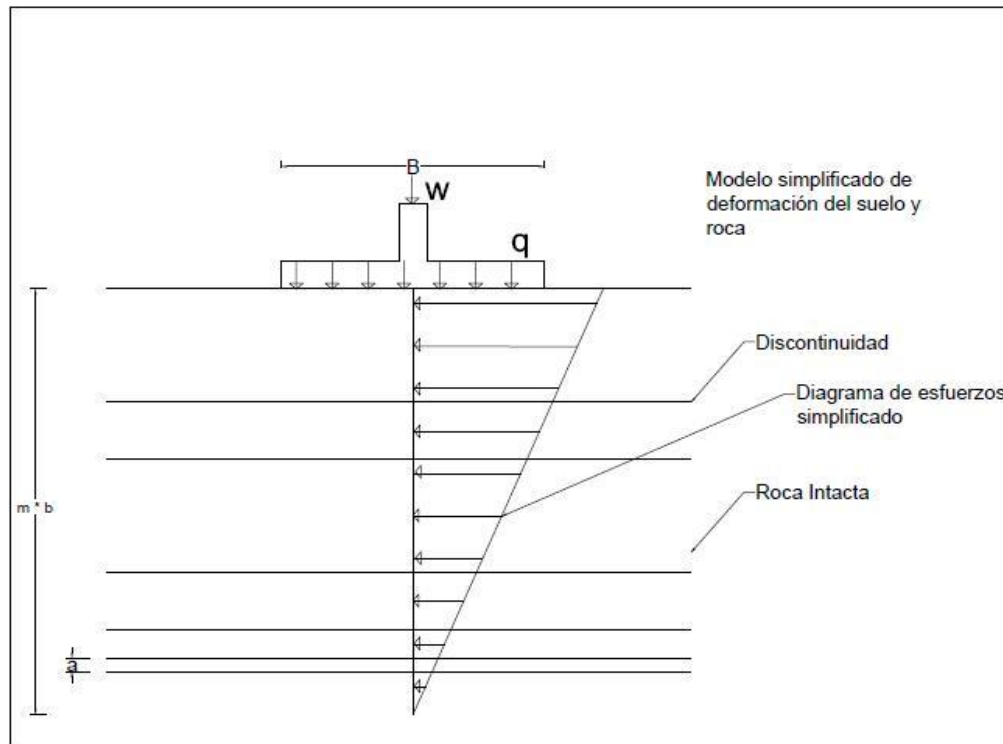


Figura 6.1 Modelo simplificado de deformación del suelo y roca

De acuerdo con la figura:

$$\Delta\delta_{roca} = \frac{\Delta p}{E_r} * S$$

$$\Delta\delta_{suelo} = \frac{\Delta p}{E_s} * a$$

Dónde:

$\Delta\delta_{roca}$ = Deformación de la roca entre discontinuidades

$\Delta\delta_{suelo}$ = Deformación del suelo que rellena la discontinuidad

E_r = Módulo de elasticidad de la roca

E_s = Módulo de elasticidad del suelo de relleno

a = Abertura de la discontinuidad

Δp = Presión actuante en el elemento considerado, que depende de la distribución de esfuerzos verticales con la profundidad.

En esas condiciones, la deformación total del elemento en conjunto roca-suelo será:

$$\Delta\delta_{total} = \Delta\delta_{roca} + \Delta\delta_{suelo} \quad \rightarrow \quad \Delta\delta_{total} = \frac{\Delta p}{E_r} * S + \frac{\Delta p}{E_s} * a$$

6.2 Formas de excavar túneles

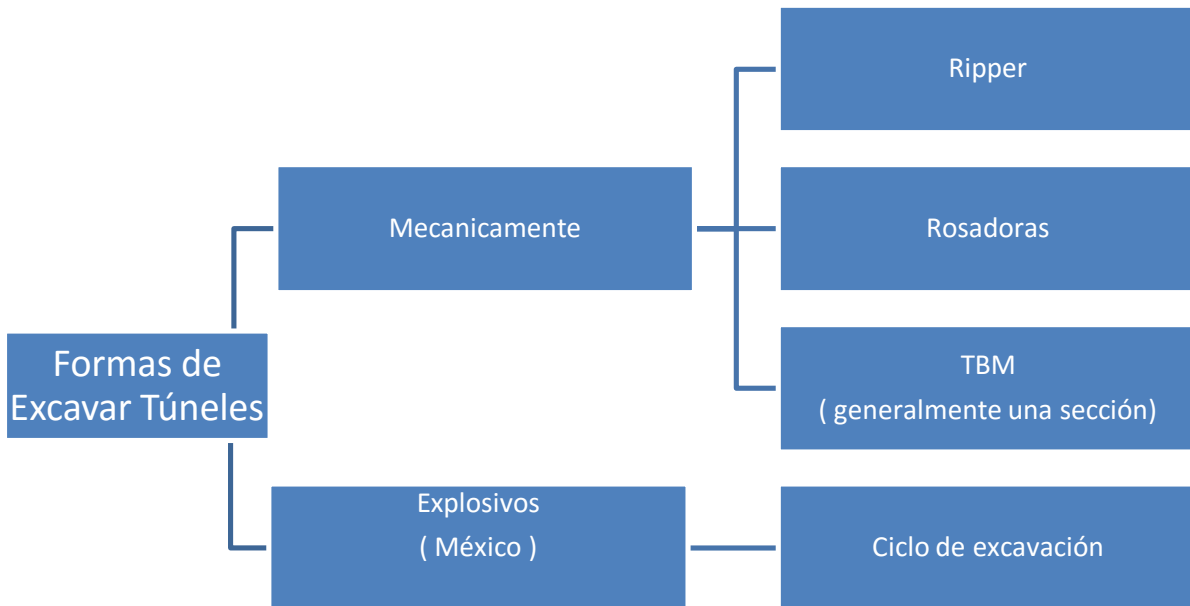


Figura 6.2 Formas de excavar túneles

6.3 Ciclo de excavación con explosivos

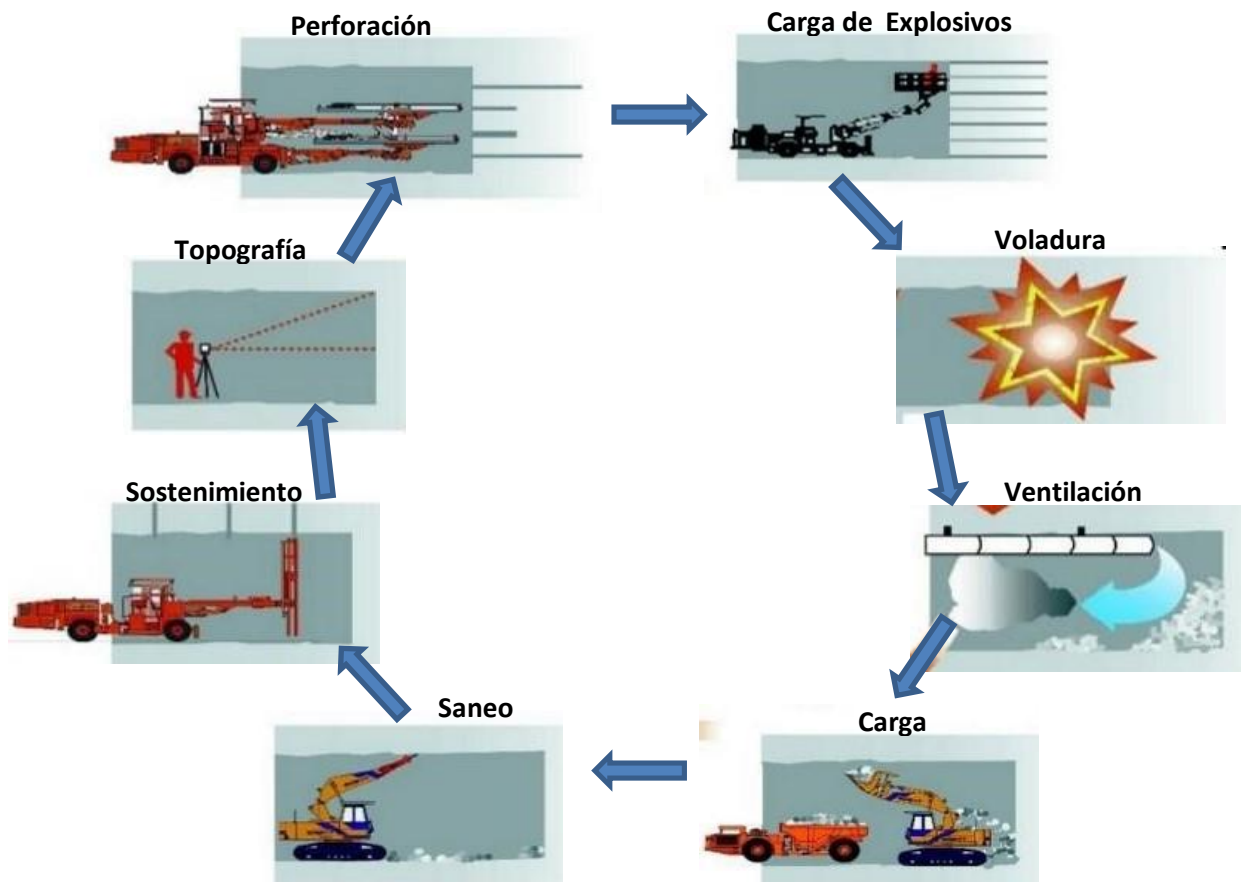


Figura 6.3 Excavación con explosivos.

Si el túnel es de sección amplia se puede hacer por etapas por ejemplo una casa de máquinas.

Arreglo tipo de voladuras

Los retrasos son en promedio de 25 milisegundos

Barreno quemado → es lo que permite la salida de la roca y es el más importante.

Ejercicio:

$$q_{tr} = 42 \text{ kg/cm}^2$$

$$q_{ur} = 354 \text{ kg/cm}^2$$

$$q_{um} = ?$$

$$c_i = ?$$

$$\phi_i = ?$$

$$\frac{q_{um}}{q_{tr}} = 1 - \frac{2}{\left(\frac{q_{ur}}{q_{tr}}\right)} \left[\sqrt{1 + \frac{q_{ur}}{q_{tr}}} - 1 \right]$$

$$q_{um} = 354 \left[1 - \frac{2}{\left(\frac{354}{42}\right)} \left[\sqrt{1 + \frac{354}{42}} - 1 \right] \right]$$

$$q_{um} = 180 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

6.4 Envolvente De Falla Para Masas Rocosas Sin Rellenos

Las determinaciones de la Ley de Resistencia de masas rocosas, mediante ensayos de campo en alguna de sus discontinuidades que no presentan alteración, rellenos o aberturas significativas, han mostrado que la relación entre el esfuerzo normal y el esfuerzo cortante a la falla, es una curva cóncava hacia el esfuerzo normal y que pasa por el origen, toda vez que las masas rocosas, no tienen resistencia a tensión, debido a sus discontinuidades. La magnitud de la resistencia y el grado de concavidad de la curva envolvente de falla de la masa rocosa, están regidas por la geometría y estado de las discontinuidades, definidas por su apariencia (plana, ondulada) y por su aspecto (lisa, áspera, rugosa), así como por la resistencia de la roca que se encuentra entre las discontinuidades de la masa rocosa.

Con base en lo anterior y tomando en cuenta que para la roca entre discontinuidades, se puede obtener la resistencia a compresión simple (q_{ur}) y la resistencia a la tensión (q_{tr}) y que ambas pueden representarse en un plano de Mohr, como se muestra en la Figura 4.7, se propone que la envolvente de falla de la masa rocosa, se defina con las siguientes consideraciones:

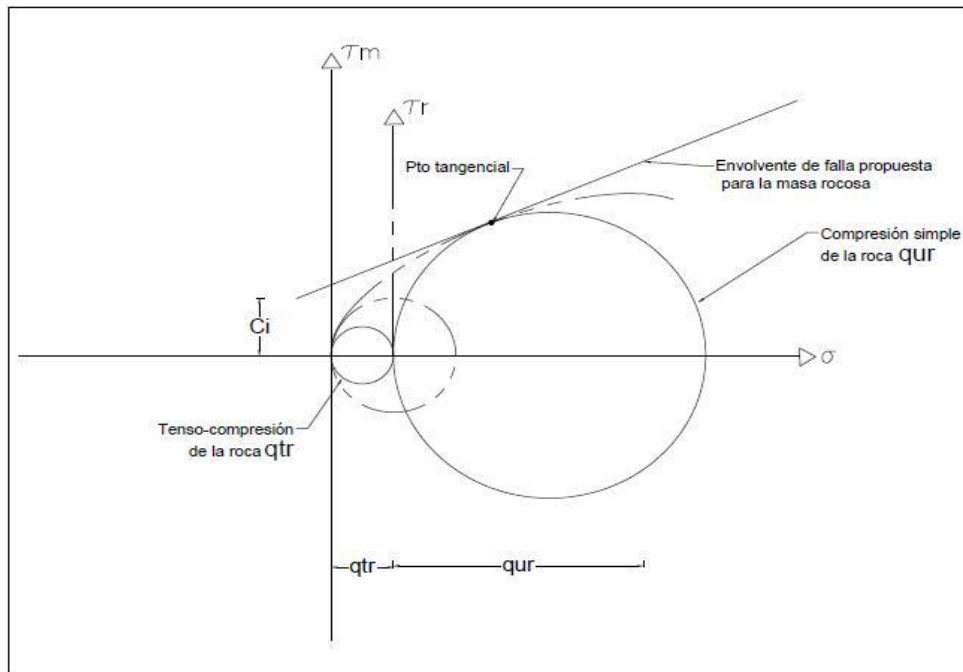
- 1.- Es una parábola con concavidad hacia el esfuerzo normal.
- 2.- Es tangente a los círculos de Mohr para las resistencias de la roca, con su vértice en el punto correspondiente a la resistencia a tensión de la roca.
- 3.- Como la masa rocosa no tiene resistencia a tensión, su vértice debe estar en el origen de su plano de Mohr.
- 4.- La resistencia a compresión simple de la masa rocosa (q_{um}), es el diámetro del círculo, que tiene igual curvatura que la parábola en el origen y ahí son tangentes.

Con la hipótesis anterior, se obtiene la relación entre las resistencias de la masa rocosa y de la roca que se encuentra entre las discontinuidades, siempre que estas no tengan alteración en sus paredes, rellenos o aberturas que impidan el contacto roca-roca, al iniciarse el desplazamiento en la discontinuidad:

$$\frac{q_{um}}{q_{ur}} = 1 - \frac{2}{\left(\frac{q_{ur}}{q_{tr}}\right)} \left[\sqrt{1 + \frac{q_{ur}}{q_{tr}}} - 1 \right]$$

La ecuación de la parábola que representa la envolvente de falla adquiere la expresión:

$$T^2 = (q_{um})(\sigma_m)$$



Ejercicio:

$$q_{tr} = 42 \frac{kg}{cm^2}$$

$$q_{ur} = 354 \frac{kg}{cm^2}$$

$$\frac{q_{ur}}{q_{tr}} = \frac{42 \frac{kg}{cm^2}}{354 \frac{kg}{cm^2}} = 8.42$$

$$\frac{q_{ur}}{q_{tr}} = 1 - \frac{2}{\left(\frac{q_{ur}}{q_{tr}}\right)} \left[\sqrt{1 + \frac{q_{ur}}{q_{tr}}} - 1 \right]$$

$$q_{um} = 354 \frac{kg}{cm^2} \left[1 - \frac{2}{\frac{354}{42}} \left(\sqrt{1 + \frac{354}{42}} - 1 \right) \right]$$

$$q_{um} = 180 \frac{kg}{cm^2} \rightarrow \text{Esfuerzo Resistente}$$

La distribución de esfuerzos y deformaciones en el subsuelo dependerá de las características esfuerzo-deformación del macizo rocoso. Por la solución de un gran número de problemas prácticos, se utilizan; la teoría de elasticidad, considerándose como un medio continuo, homogéneo respecto a las relaciones esfuerzo-deformación, isótropo, además que existe una relación lineal o proporcional entre esfuerzo y deformación.

El macizo rocoso en estado natural se encuentra sometido a estados de esfuerzos como consecuencia de su historia geológica. Los esfuerzos en el interior están producidos por fuerzas aplicadas y por el peso propio del material. El estado o sistema de esfuerzos resulta en ocasiones complejo.

La revisión y estimación de los esfuerzos en las masas rocosas, está relacionada con los fenómenos tectónicos, esfuerzos de origen térmico erosión, topografía y curvatura del planeta.

6.5 Tipos de Esfuerzos:

Sobre la cual actúan principalmente 4 campos de esfuerzo:

- 1.- Esfuerzos geoestáticos
- 2.- Esfuerzos residuales
- 3.- Esfuerzos de origen tectónico
- 4.- Esfuerzos de origen térmico

Esfuerzos geoestáticos

Se producen como consecuencia del peso propio de los materiales geológicos. Si en un punto no actúa otro tipo de esfuerzo, el estado de esfuerzos es el correspondiente a las fuerzas gravitacionales que ejercen sobre los materiales subyacentes y confinantes y los esfuerzos principales son el vertical y horizontal.

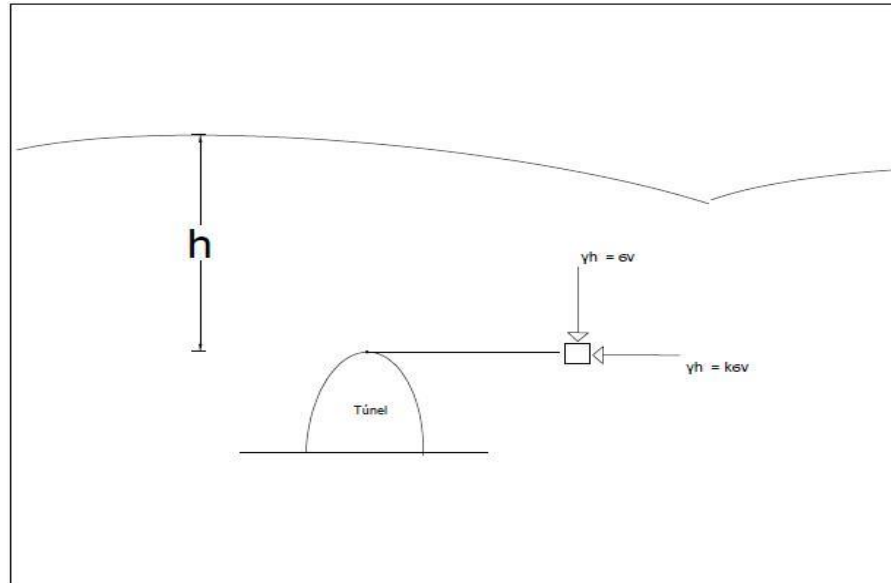


Figura 6.3 Esfuerzos geostáticos

El esfuerzo horizontal está condicionado por el coeficiente “k” de presión lateral.

$$k = \frac{\text{esfuerzo horizontal}}{\text{esfuerzo vertical}}$$

Debido a que la mayoría de los materiales y las rocas entre ellas se expanden lateralmente como respuesta a los esfuerzos verticales. El campo gravitacional de esfuerzos induce un campo de esfuerzos horizontales con el cuál se relaciona a través de la relación de Poisson, cuando la expansión lateral está impedida en el interior de la masa rocosa.

$$k = \frac{\nu}{1-\nu} \rightarrow \nu = \text{Relación de Poisson. Varía entre 0.20 y 0.35}$$

(-) Expansiones

(+) Compresiones

Las rocas blandas tienen un valor asignado de $\nu = 0.5$

Un valor de inicio para “k” en rocas estáticas es de $k = 0.33$

Si $k = 1.0 \rightarrow$ Es un esfuerzo Hidrostático

Si $k > 1.0 \rightarrow$ Existen esfuerzos tectónicos (Generalmente van relacionados a estructuras geológicas)

En la literatura, a las rocas se les asigna un valor de $\nu = 0.25$

Según deducciones hechas por Hoek en zonas de gran plegamiento de gran actividad tectónica, la relación de presiones k queda comprendida por la siguiente expresión:

$$\frac{100}{z} + 0.3 \leq k \frac{1500}{z} + 0.5$$

K = Relación de presiones

Z = Profundidad

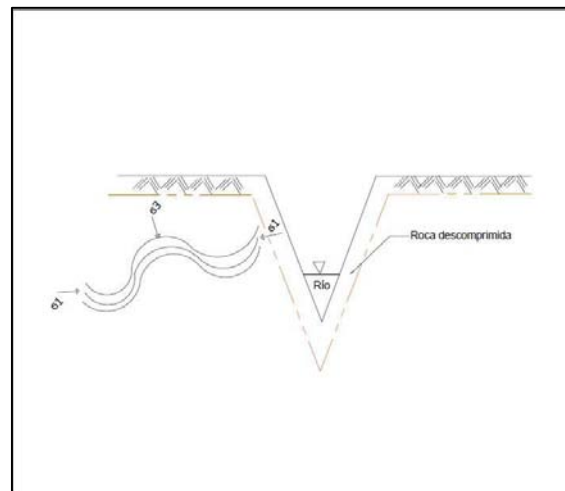
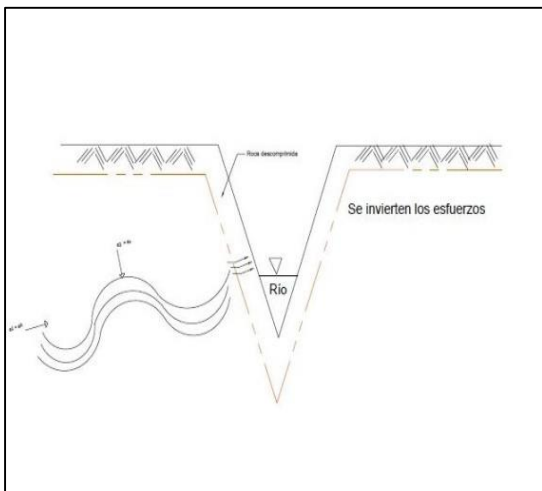
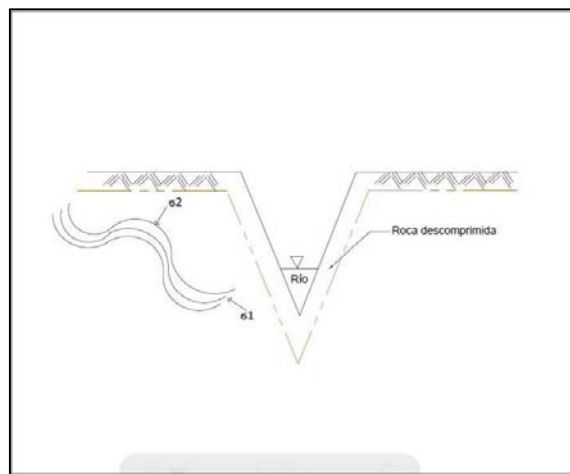
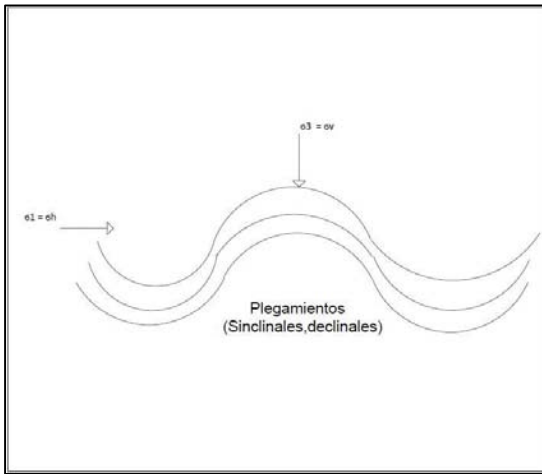
Esfuerzos Residuales

Son inducidos en la roca como proceso de su formación y pueden generarse por presiones debidas a la cristalización y por gradientes térmicos elevados.

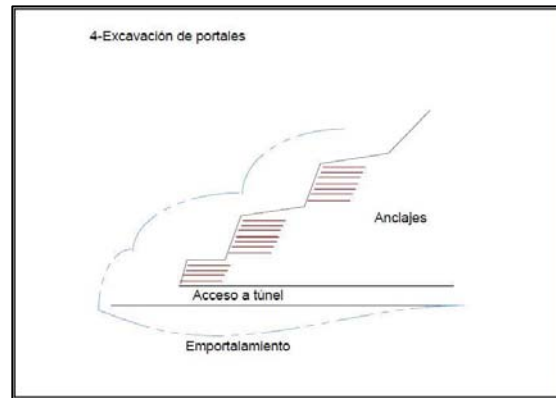
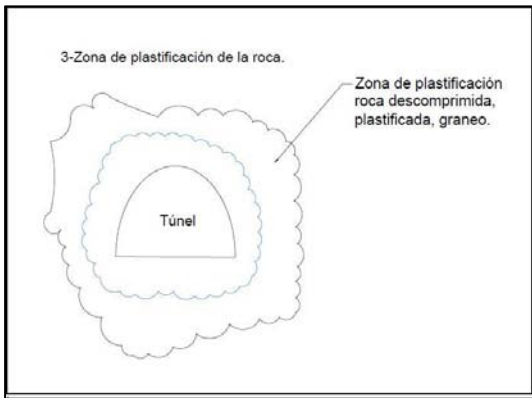
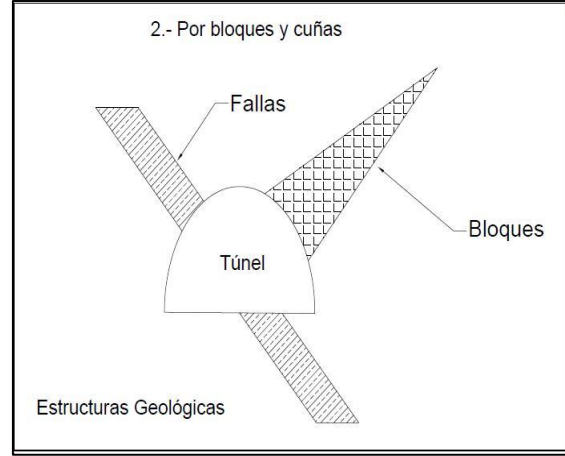
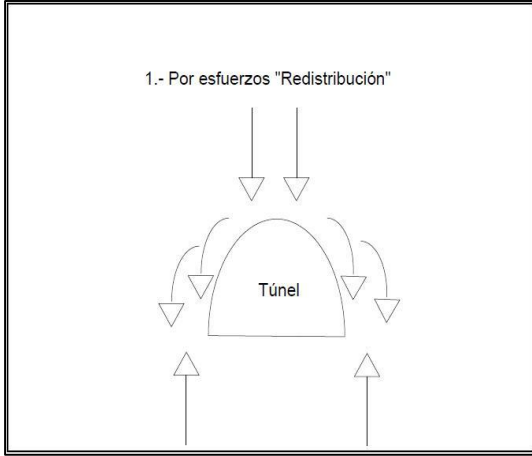
Esfuerzos tectónicos

Son los que se originan como consecuencia de movimientos en la corteza terrestre. Dichos movimientos muchas veces exceden los esfuerzos verticales. Teniendo como consecuencia la relación del esfuerzo $k = 1$ ($k > 0$ hay tectonismo).

$K > 1$ hay tectonismo. Se invierten los esfuerzos debido a la estructura geológica.



Figuras 6.4 Esfuerzos tectónicos



Figuras 6.5 Esfuerzos en túneles

Esfuerzos debido al choque térmico.

Se generan cuando se impide la contracción o expansión de la masa rocosa al existir el cambio de temperatura, estos esfuerzos se disipan en procesos tipo creep o de rotura frágil.

En un elemento homogéneo de roca la relación entre la deformación unitaria ε y el cambio de temperatura ΔT es :

$$\varepsilon = \alpha (\Delta T)$$

Al quedar impedida la deformación en el interior de la masa rocosa se generan unos esfuerzos cortantes τ que en ausencia de otras fuerzas se pueden relacionar con el cambio de temperatura ΔT de la siguiente manera:

$$\alpha(\Delta T) = \frac{\sigma_1 (1 - \nu)}{E}$$

Dónde:

E = Módulo de elasticidad del material

ν = Relación de Poisson

ΔT = Cambio de temperatura

α = Coeficiente de expansión térmica

Ejemplo:

Supongamos que una roca se enfría alrededor de 30° , cambio de temperatura que puede producirse a lo largo del día en algunas zonas áridas de México. Con los siguientes datos determine el esfuerzo debido al choque térmico y mencione que efectos produciría.

$$\alpha = 10^{-6} \frac{1}{C^\circ}$$

$$\frac{10^{-6}}{C^\circ} (30C^\circ) = \frac{\sigma_1 (1 - 0.25)}{10^5 MPa}$$

$$E = 10^5 MPa$$

$$\nu = 0.25$$

$$\sigma_1 = \frac{\frac{10^{-6}}{C^\circ} 30C^\circ 10^5 MPa}{0.75}$$

$$\sigma_1 = \frac{\alpha \Delta T E}{1 - \nu}$$

$$\sigma_1 = 4 MPa = 40 \frac{kg}{cm^2} = 400 \frac{t}{m^2}$$

Realizando el mismo ejercicio para diferentes rocas:

Tipo de roca	$\beta \times 10^{-6} / C^{\circ}$	ν	σ_1 (kg/cm ²)
Granito	6.0 - 9.0	0.18	21.95 - 32.43
Caliza	3.7 - 10.3	0.25	14.80 - 41.20
Mármol	3.0 - 15.0	0.23	11.69 - 58.44
Arenisca	5.0 - 12.0	0.24	14.74 - 47.37
Esquisto	6.0 - 12.0	0.12	20.45 - 40.91
Dolomita	8.1	0.32	32.4
Conglomerado	9.1	0.25	36.4
Breccia	4.1 - 9.1	0.25	16.4 - 36.4
Carbón	30	0.3	128

Análisis de esfuerzos en túneles con el criterio de Hoek and Brown.

Determinar las características geométricas de la excavación y profundidad

Definir la relación de esfuerzos horizontales y verticales $\lambda = \frac{\sigma_h}{\sigma_v} = \frac{\sigma_3}{\sigma_1}$

Definir la resistencia a compresión simple de la roca σ_c y la clasificación del macizo rocoso (Q, RMR)

Seleccionar el diagrama de esfuerzos que aplica con la geometría del túnel y la relación λ ; si la geometría no se encuentra en nomogramas, puede aplicarse un programa de elemento finito.

Determinar los esfuerzos actuantes:

Tangenciales σ_{θ} -----

Radiales σ_r ----- τ

Determinar los esfuerzos resistentes empleando el criterio de rotura de Hoek – Brown para la masa rocosa σ_1 .

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sigma_{ci} \sqrt{m \frac{\sigma_3}{\sigma_1} + S}$$

σ_{ci} = Resistencia a compresión simple de la roca

$\sigma_3 = \sigma_r$ = Esfuerzo radial o confinante

σ_1 = Esfuerzo a compresión resistente de la masa rocosa

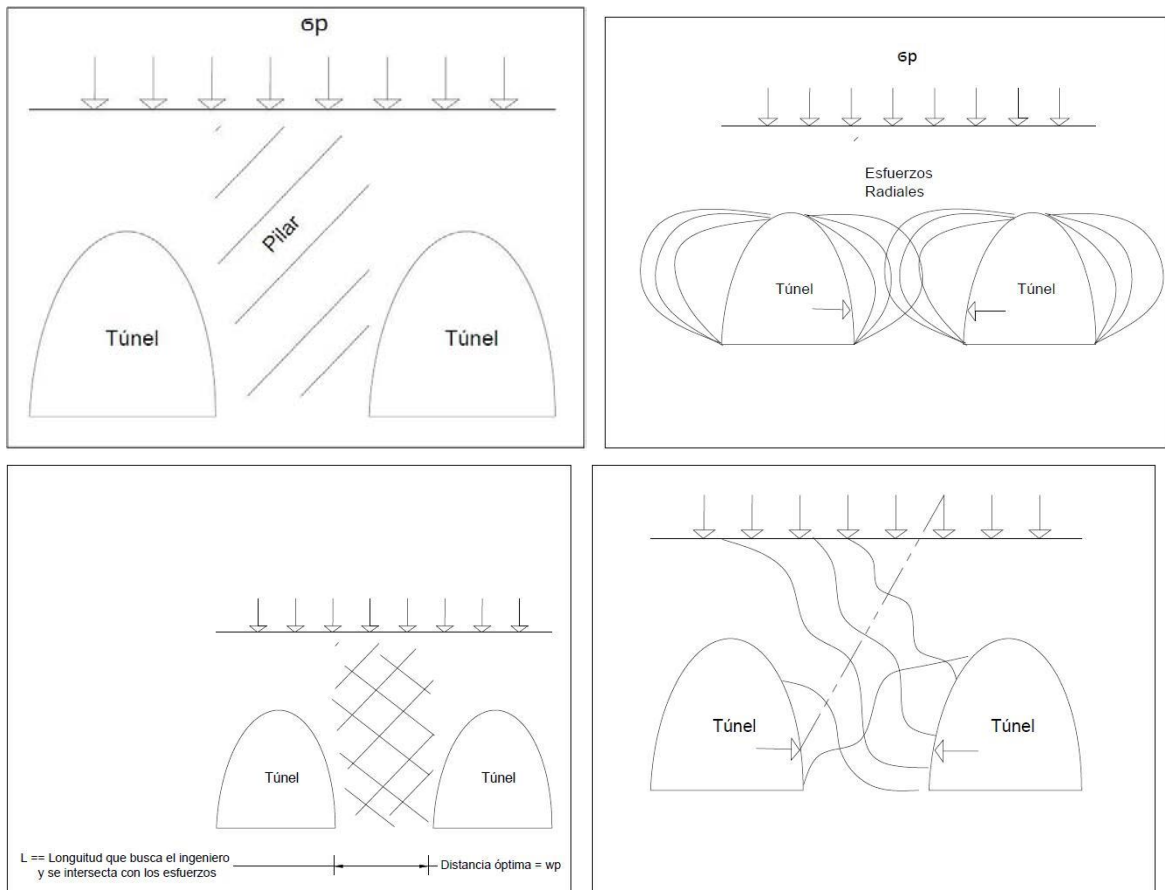
m y s: Constantes que dependen de la caracterización del macizo

Determinar el bulbo de esfuerzos para la zona de plastificación para un F.S. igual a uno.

$$F.S. = \frac{\text{Esfuerzos Resistentes}}{\text{Esfuerzos Actuantes}} = 1 \rightarrow \text{Zona de plastificación}$$

$$F.S. = \frac{\sigma \text{ Resistentes}}{\sigma \text{ Actuantes}} = \frac{\sigma_1 \rightarrow \text{Obtenido de la ec. de Hoek}}{\text{Esfuerzo tangencial } \sigma_{\theta} \rightarrow \text{Obtenido del nomograma}}$$

6.5.1 Esfuerzos en Pilares



Figuras 6.6 Esfuerzos en pilares

6.6 Tipos de Pilares:

- Continuos-Carreteros
- Cuadrados- Rectangulares

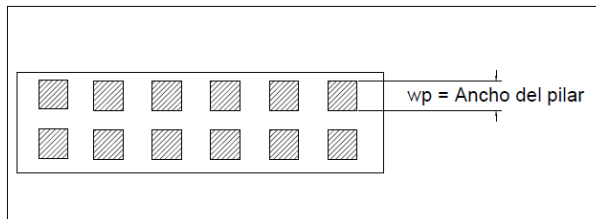


Figura 6.6 Pilares

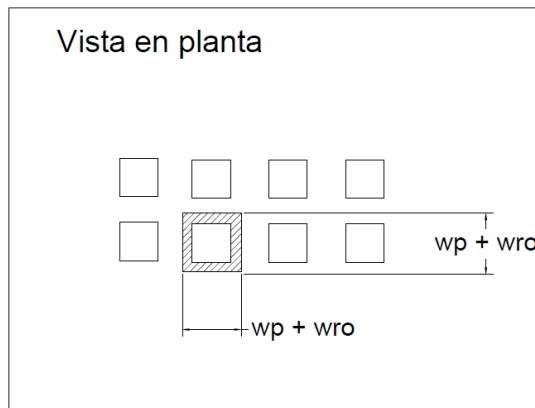


Figura 6.7 Pilares vistos en planta

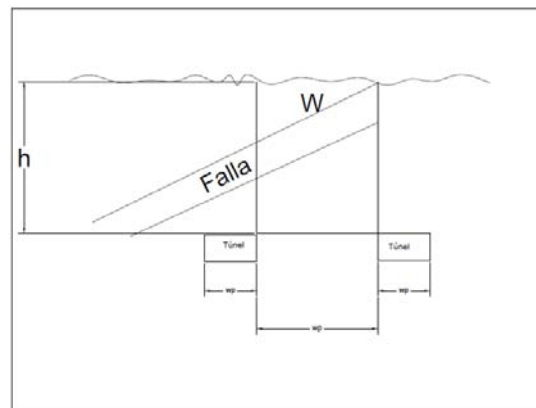


Figura 6.8 Vista de perfil

6.7 Método de Terzaghi (Método semiempírico -> Pre-diseño)

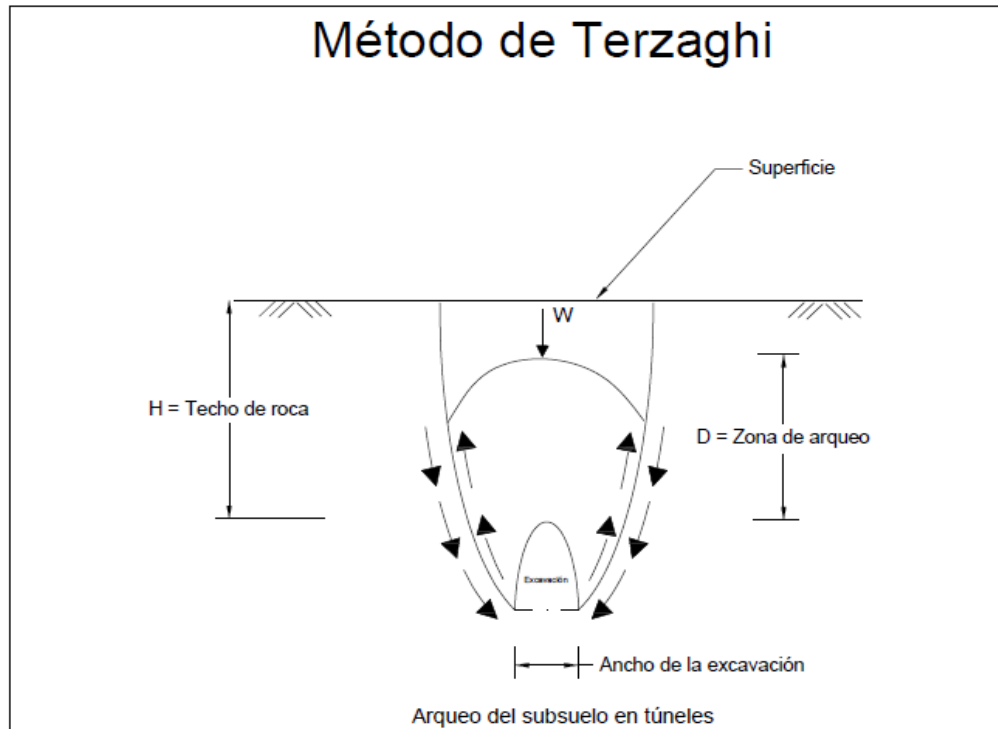


Figura 6.9 Representación del método de Terzaghi

La teoría de Terzaghi para la elaboración de las presiones verticales esperadas en la clave del túnel, puede utilizarse para establecer las bases para diseñar ademes en túneles. La acción de los esfuerzos producidos por la realización de un túnel se basa en la hipótesis de la formación de un arco, localizado arriba de la clave de la excavación, la cual transfiere la sobrecarga de la roca localizada en ambos lados del túnel. Este cuerpo de roca (carga de roca) es el responsable de la estabilidad de la excavación, teniendo como zona de arqueo una distancia aproximada de 1.5 veces el ancho B de la excavación.

La presión de la roca " H_p " (altura de aflojamiento) está en función del ancho " B " de la excavación y de la altura " H_t " del túnel.

La presión de roca sobre la clave de los túneles, H_p , se puede determinar con las relaciones empíricas de la tabla 6.10.

Roca	Valor de altura de roca H_p en pies
Moderadamente en bloques	$H_p = 0.25B$ a $H_p = 0.35(B+H_t)$
Muy fracturada	$H_p = 0.35(B+H_t)$ a $H_p = 1.10(B+H_t)$

Tabla 6.10 Carga de roca H_p sobre la clave de los túneles

B = Ancho de la excavación

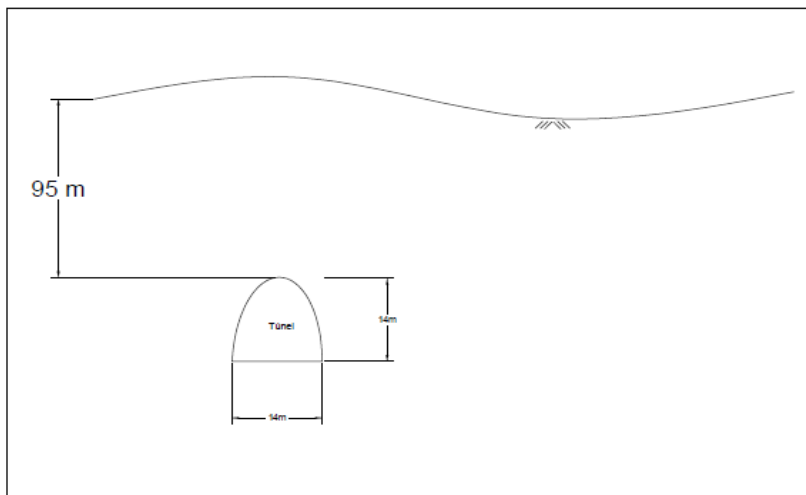
H_t = Altura de la excavación

La presión de roca quedaría definida por:

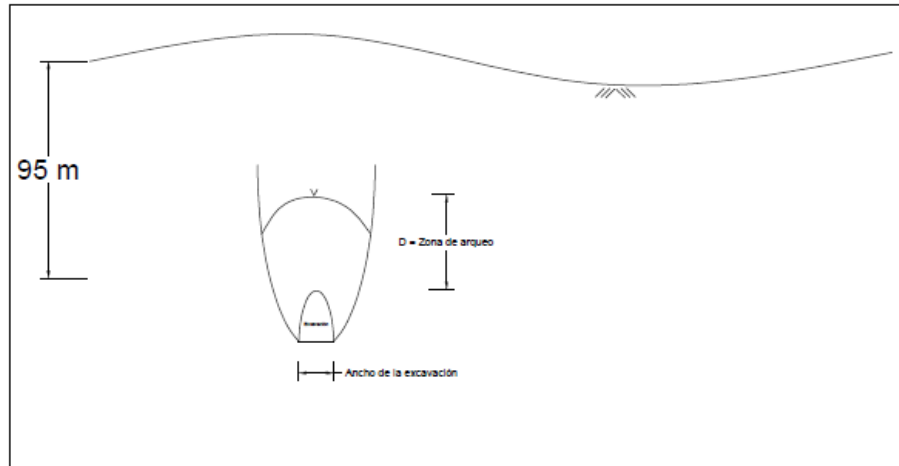
$$\text{Presión de roca} = (\gamma_{\text{roca}})(H_p)$$

Ejercicio:

Supongamos un túnel construido en una masa rocosa con formaciones de bloques en calizas, con una calidad media. Las dimensiones del túnel muestran en la siguiente figura el peso volumétrico de la roca es 24.2 KN/m^3 .



Planteamiento del problema:



$$\text{Valor mínimo} \rightarrow H_p = 0.25B = 11.48\text{ft} = 3.499\text{m}$$

$$\text{Valor Máximo} \rightarrow H_p = 0.35(B + H_t) = 32.144\text{ft} = 9.797\text{m}$$

$$1.- \gamma H_p = 2.42 \frac{t}{m^3} \times 3.499\text{m} = 8.4676 \frac{t}{m^2} \quad 2.- \gamma H_p = 2.42 \frac{t}{m^3} \times 9.797\text{m} = 23.7087 \frac{t}{m^2}$$

$$1.- = 8.4676 \frac{t}{m^2} = 8467.6 \frac{kg}{m^2} = 0.84676 \frac{kg}{cm^2} = 12044.9 \frac{lb}{in^2} \rightarrow 12330 \text{ para } 42' \rightarrow \text{Perfil } 10 \times 10 \text{ W.F.}$$

Capítulo 7 Estabilidad En Excavaciones Subterráneas

7.1 Método Simplificado para el análisis de estabilidad en excavaciones subterráneas. (Bello, 1977)

Para el diseño de una excavación subterránea se requiere determinar una presión para diseñar el sistema de soporte. Sin embargo, ha sido demostrado que en cualquier clase de masa de suelo o roca es posible realizar una excavación subterránea sin soporte, siempre y cuando no exceda ciertas dimensiones, como lo hace ver Barton quien ha compilado más de 30 casos de excavaciones permanentes en masas rocosas sin esfuerzo “No hay manera de saber que tan cerca están esas excavaciones de debilitamiento. Por lo tanto, podría comentarse que la estimación del claro de la excavación sin esfuerzo siempre será conservadora.

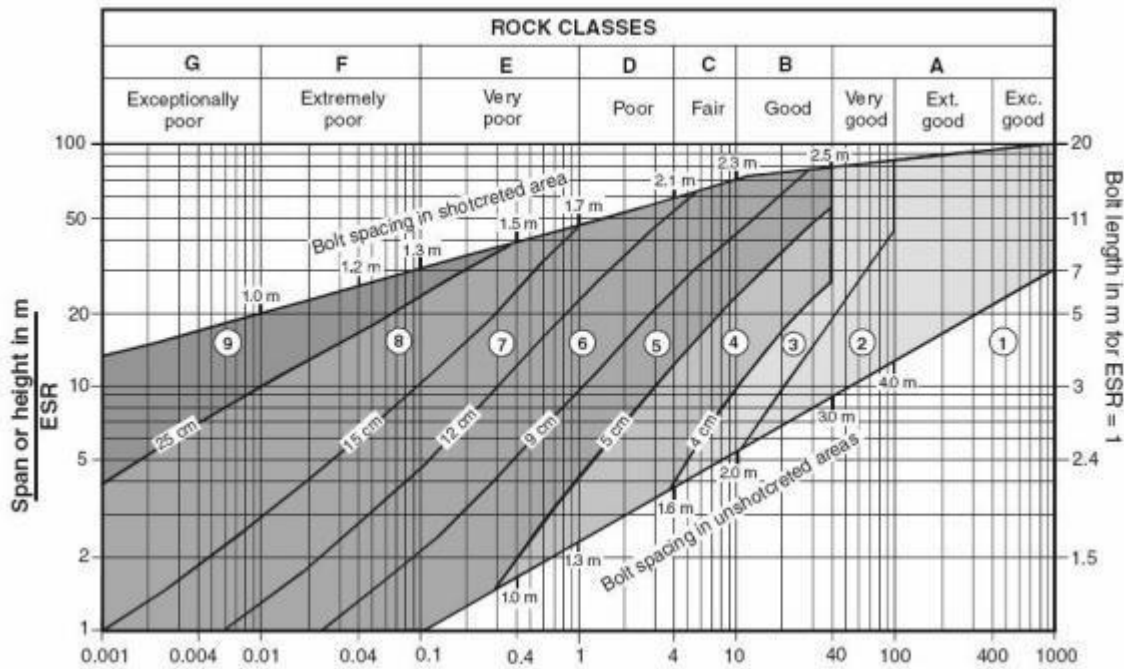


Tabla 7.1 Tabla para el método simplificado (Bello, 1977)

$$Q = \frac{RQD}{J_n} \times \frac{J_r}{J_a} \times \frac{J_w}{SRF}$$

El método simplificado que se presenta define dicho mecanismo natural de estabilidad, que es dependiente de las propiedades mecánicas de la masa rocosa, de las dimensiones y geometría general de la excavación proyectada.

La distribución de los esfuerzos principales que pueden predecirse con la aplicación de las teorías de elasticidad o plasticidad alrededor de una abertura formada por un sólido sujeto a la acción de un campo de esfuerzos unidireccionales también hace pensar que el arqueo en la masa de suelo alrededor de una excavación subterránea, tiene validez en cuanto que tales teorías predicen un incremento de esfuerzos verticales a los lados de las tangentes verticales de la excavación y un incremento de los esfuerzos horizontales en las inmediaciones de la clave.

Para que se necesitan los esfuerzos:

σ tangencial → Alrededor de la excavación.

σ radial → Para una excavación vecina.

σ cortante → En caso de interacción con algún revestimiento.

También es importante notar que el concepto de arqueo forma parte de un grupo numeroso de los métodos propuestos para analizar y diseñar túneles, sobre todo de aquellos propuestos en las primeras tentativas de análisis para este tipo de obras.

La hipótesis de que un arco se genera naturalmente en la masa de roca se ha adoptado en este desarrollo y se considera que su forma es parabólica, en congruencia, por la más alta capacidad de las masas de suelo para reportar esfuerzos de compresión en comparación con su habilidad para soportar esfuerzos de tensión.

La formación del arco de carga en relación con la excavación. Se considera que la presión por arriba del arco de carga es distribuida por este elemento hacia los lados de la excavación y un mecanismo con que los esfuerzos son redistribuidos bajo la excavación; los esfuerzos inducidos en el arco de carga se consideran uniformes en todo su espesor.

7.2 Método Simplificado para el arco de carga. (Bello, 1977).

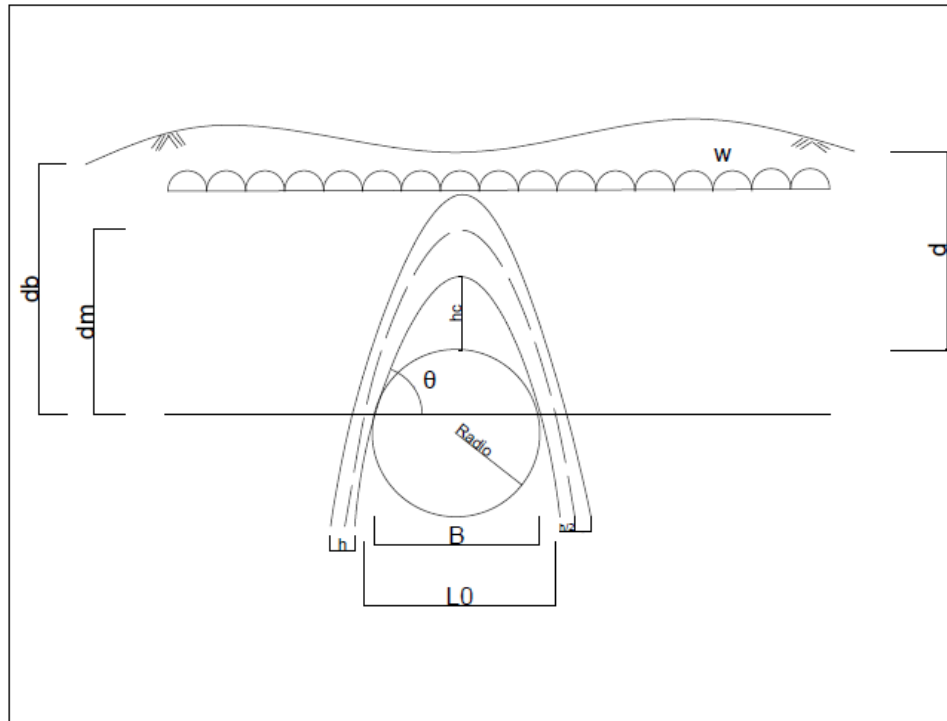


Figura 7.2 Arco de carga

Dónde:

B = Ancho de la excavación.

L_0 = Ancho de la excavación medido al eje del arco.

f_0 = Techo mínimo en la clave medida al eje del arco.

h = Espesor del arco de carga.

d_m = Techo mínimo resistente necesario.

d_b = Profundidad de la base del arco.

h_c = Altura de aflojamiento sobre el arco.

θ = Ángulo de tangencia entre el arco y la excavación.

w = Peso tributario sobre el arco.

q_u = Resistencia a compresión de la roca (masa rocosa).

d = Profundidad de la excavación.

F.S. = Factor de seguridad. (1.2 - 1.5).

La ubicación crítica en una masa uniforme puede identificarse en la sección donde el arco de carga es tangente a la abertura en el ángulo Θ .

Las ecuaciones de la parábola se cumplen cuando el arco es tangente a la abertura con:

$$\Theta = 67.57^\circ$$

$$L_0 = 1.5B$$

Las características geométricas con el mínimo trabajo de deformación inducido se obtienen para:

Caso general:

$$f_0 = 0.912B$$

$$h = 0.462$$

$$f_0 - \frac{1}{2} = 0.681B$$

7.3 Método simplificado

En los casos en los que los esfuerzos en el arco tangente a la excavación generado excedan la resistencia de la masa del suelo, entonces un nuevo arco se genera en una posición definida cuando los esfuerzos generados ya no exceden la resistencia a compresión de la masa rocosa.

Se debe cumplir la condición:

$$\sigma < \frac{qu}{F.S.}$$

Arco de carga en estado plástico:

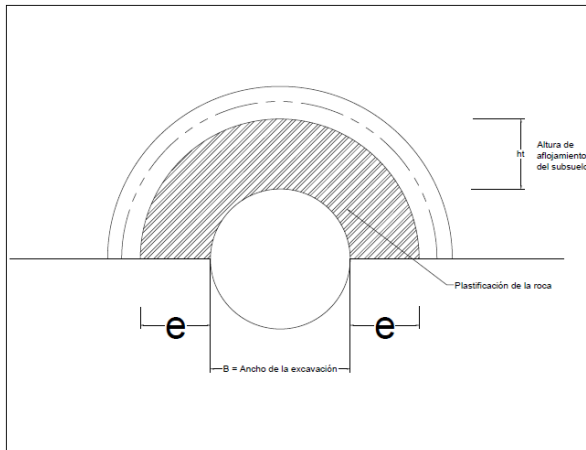


Figura 7.3 Arco de carga en estado plástico

$$ht = \frac{\sigma t}{\gamma}$$

σt = Esfuerzo a tensión de la masa rocosa para generar una fractura a tensión.

γ = Peso volumétrico del material.

Para obtener la ecuación de la parábola del eje del arco se tiene:

$$y - f_0 = -\zeta x^2$$

$$\text{Si } f_0 = 0.787D \text{ y } \zeta = \frac{4f_0}{L_0^2}$$

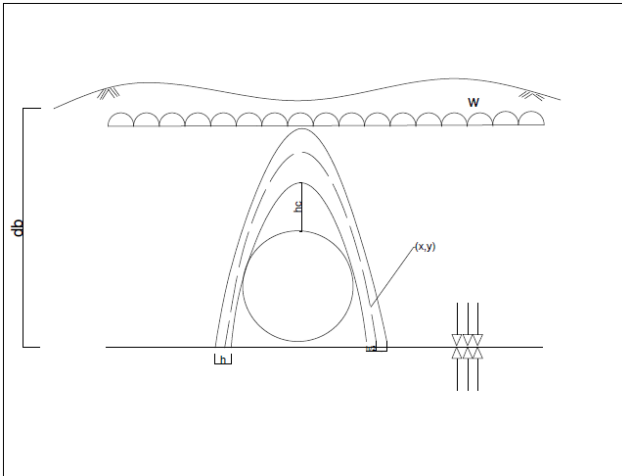
Sustituyendo se obtiene:

$$y - 0.787D = \frac{4f_0}{L_0^2} x^2 \rightarrow y - 0.787D = \frac{4(0.787D)}{L_0^2} x^2 \rightarrow y = \frac{-3.148D}{L_0^2} x^2 + 0.787D$$

Si $L_0 = 1.3D$ y sustituyendo:

$$y = \frac{-3.148D}{1.3D} x^2 + 0.787D \rightarrow y = \frac{-1.863D}{D} x^2 + 0.787D$$

Con la excavación anterior dibujamos el eje de la parábola faltaría sumarle a cada coordenada (x,y) el valor $\pm \frac{h}{2}$ para trazar el espesor del arco de carga



Para determinar las presiones y revisar el factor de seguridad:

Presión al nivel de la base del arco.

$$w = (\gamma)(d_b)$$

Esfuerzos máximos inducidos en el arco de carga sobre la clave.

$$\sigma_{mc} = \frac{w L_0^2}{6f_0 h_0}$$

Presión sobre el sistema de soporte.

$$P_s = (\gamma)(h_c)$$

Bajo la clave.

$$\sigma_M = w \left(\frac{L_0}{h * \text{sen}\theta} - k_n \right)$$

$$k_n = \left(\frac{1+k}{2} + \frac{(1-k)\cos(44.7)}{2} \right) \rightarrow \theta = 67.57 \text{ Donde hace tangencia el arco.}$$

Revisión:

$$FS = \frac{q_u}{\sigma} ; \geq 1.2 \text{ aplicado en geotecnia.}$$

$$\frac{q_u}{\sigma_{MC}} \geq 1.2 \quad \frac{q_u}{\sigma_M} \geq 1.2$$

Ejercicio:

Determine el trazo y la geometría del arco de carga generado por la siguiente excavación y determine sus presiones actuantes.

Datos del túnel y subsuelo adyacente:

$$\begin{aligned} D &= 12.50 \text{ m} \\ d &= 95.00 \text{ m} \\ \gamma &= 2.60 \text{ t/m}^3 \\ q_u &= 1071.00 \text{ t/m}^2 \\ \phi &= 26.00^\circ \\ \nu &= 0.30 \\ k &= 0.62 \end{aligned}$$

Características del arco:

$$\begin{aligned} d_b &= d + 0.234D \\ &= 97.93\text{m} \\ B &= 0.867D = 10.84\text{m} \\ L_0 &= 1.3D = 16.25\text{m} \\ f_0 &= 0.787D = 9.84\text{m} \\ h &= 0.40D = 5.00\text{m} \\ d_m &= 0.750D = 9.38\text{m} \\ h_c &= 0.354D = 4.43\text{m} \end{aligned}$$

Presiones actuantes:

$$w = (\gamma)(d_b) = 254.62 \frac{\text{t}}{\text{m}^2} \quad P_s = (\gamma)(h_c) = 11.52 \frac{\text{t}}{\text{m}^2}$$

$$\sigma_{mc} = \frac{w L_0^2}{6f_0 h_0} = 227.76 \frac{\text{t}}{\text{m}^2}$$

$$\sigma_M = w \left(\frac{L_0}{h^* \sin \theta} - k_n \right) = 654.61 \frac{\text{t}}{\text{m}^2} k_n = \left(\frac{1+k}{2} + \frac{(1-k)\cos(44.7)}{2} \right) = 0.945$$

$$\text{Factor de Seguridad (FS)} = \frac{q_u}{\sigma_{cm}} = 4.70 \quad \text{FS} = \frac{q_u}{\sigma_m} = 41.63$$

NOTACIÓN

Los símbolos son definidos cada vez que se presentan, pero los siguientes son usados comúnmente.

JRC: Coeficiente de rugosidad en las juntas.

Jv: Número total de las discontinuidades.

RQD: Índice de calidad de la roca.

Q: Índice de calidad de la masa rocosa para la clasificación de Barton

Jr: Índice de rugosidad entre las discontinuidades.

Ja: Índice de alteración entre las discontinuidades.

Jw: Índice para el flujo de agua entre las discontinuidades.

SRF: Parámetro de reducción de esfuerzos de Barton.

RMR: Índice de la masa rocosa para la clasificación de Bieniawski.

t_x , t_y , t_z : Componentes de esfuerzo actuando en el punto

σ_n : Esfuerzo normal.

τ : Esfuerzo tangente o esfuerzo cortante.

σ_x , σ_y , σ_z : Esfuerzos normales en la dirección x, y y z.

τ_{xy} , τ_{yz} , τ_{zx} , τ_{yx} , τ_{zy} , τ_{xz} : Esfuerzos cortantes.

σ_1 , σ_2 , σ_3 : Esfuerzos principales.

u: Presión de fluidos.

σ_0 : Esfuerzo de fluencia.

c: Cohesión del material.

ϕ : Ángulo de fricción interna del material.

σ_{ci} : Resistencia a compresión simple de la matriz rocosa.

σ_t : Resistencia a tensión de la matriz rocosa.

m_i , m, s: Constantes que dependen de las propiedades de la masa rocosa.

GSI: Índice geológico de resistencia de la masa rocosa.

γ : Peso volumétrico del material.

v: Módulo de Poisson.

E: Módulo de elasticidad.

G: Módulo de rigidez al corte.

$\gamma_{xz}, \gamma_{yz}, \gamma_{zx}, \gamma_{xy}, \gamma_{yx}$: Deformaciones angulares.
 e_x, e_y, e_z : Deformaciones desviadoras.
 $\epsilon_x, \epsilon_y, \epsilon_z$: Deformaciones normales.
 X, Y, Z : Fuerzas de cuerpo.
 u, v, w : Desplazamientos.
 ρ : Densidad del material.
 k : Relación de esfuerzos normales, entre el horizontal y el vertical.
 σ_v : Esfuerzo vertical.
 σ_h : Esfuerzo horizontal.
 θ : Coeficiente de empuje tectónico.
 α : Coeficiente térmico de dilatación lineal.
 g : Gradiente geotérmico.
 ΔT : Cambio de temperatura.
 H : Carga hidráulica.
 V_p : Velocidad de onda longitudinal.
 V_s : Velocidad de onda transversal.
 Z : Profundidad, altura geométrica.

Conclusiones:

En este trabajo se presentan temas básicos para poder comprender el curso de la materia de túneles según el plan de estudios vigente. Se abunda en temas de mecánica de rocas. Esto debido a la necesidad de analizar las propiedades de las rocas sobre la cual se hacen las excavaciones o perforaciones pertinentes, con el fin de que dichas acciones se realicen bajo la mayor seguridad posible aplicando métodos que en su mayoría han sido de reciente investigación y desarrollo debido a que no existían muchos estudios sobre las rocas.

El estudio de las rocas está apenas en sus inicios si lo comparamos con el estudio de los suelos. Existe pocos estudios si los comparamos con otras áreas de la ingeniería y en español podemos encontrar aún menos información. Por esto la decisión de abordar estos temas para la realización de este trabajo de recopilación para que sirva de apoyo para los alumnos que cursan esta materia.

La información aquí presentada solo cuenta con algunos temas básicos para comenzar con el estudio de los túneles, cumpliendo así el objetivo que es que los alumnos cuenten con una herramienta más en el estudio de los túneles.

Bibliografía:

- Ingeniería Geológica, Luis González De Vallejo , Pearson Educación, 2002.
- Tópicos de Geotecnia, Landeros Ortiz, Roberto, UNAM, México, 1987.
- Excavaciones Subterráneas en Roca, Evert Hoek, Edwin T. Brown, Mac Graw-Hill, 1985.
- Geotecnia, José María Chávez Aguirre, CFE/FESA, 2006.