

30



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES "ACATLAN"

USO DE LOS ANCLAJES EN LA ESTABILIDAD DE TUNELES EN ROCA



T E S S

QUE PARA OBTENER EL TITULO DE INGENIERO CIVIL PRESENTA: FRANCISCO JAVIER VERDUZCO MURGA

2752000

ASESOR M. EN I. IVAN LUGO OL MOS

ABRIL DEL 2000





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.



SECRETARÍA DE EDUCACIÓN PÚBLICA
AZTLÁN, EDO. DE MÉXICO
MÉXICO

**ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES "ACATLÁN"
PROGRAMA DE INGENIERÍA CIVIL**

**SR. FRANCISCO JAVIER VERDUZCO MURGA,
ALUMNO DE LA CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL.
P R E S E N T E .**

En atención a su solicitud presentada con fecha de 10 de abril de 1997, me complace notificarle que esta Jefatura de Programa aprobó el tema que propuso, para que lo desarrolle como tesis de su examen profesional de INGENIERO CIVIL.

"USO DE LOS ANCLAJES EN LA ESTABILIDAD DE TÚNELES EN ROCA"

1. ANTECEDENTES.
2. CARACTERÍSTICAS DE UN MACIZO ROCOSO.
3. DISEÑO DE ANCLAJES .
- 4.- PROCEDIMIENTOS CONSTRUCTIVOS.

CONCLUSIONES.

Asimismo fue designado como asesor de tesis el ING. IVAN LUGO OLMOS, pido a usted, tomar nota en cumplimiento de lo especificado en la Ley de Profesiones, deberá prestar Servicio Social durante un tiempo mínimo de seis meses, como requisito básico para sustentar examen profesional, así como de la disposición de la Dirección General de Servicios Escolares en el sentido de que se imprima en lugar visible de cada ejemplar de la tesis el título de ésta.

Esta comunicación deberá publicarse en el interior del trabajo profesional.

A T E N T A M E N T E .

" POR MI RAZA HABLARÁ EL ESPÍRITU "

Acatlán Edo. de México a 08 de marzo de 1999.

Jefe del Programa .

Ing. Enrique del Castillo Fragoso

A mis padres:

Por que sin su ayuda y sacrificio el camino hubiera sido más difícil
Sabén que los amo.

A Jorge y Cristina:

Mis hermanos con los que espero contar toda la vida.
A Diether que me hizo pensar en el futuro.

A la Universidad Nacional Autónoma de México:

Es para mí un orgullo pertenecer a esta Institución.

A mis compañeros:

Gracias por su sincera amistad que espero conservar por muchos años.

Para Jorge, Beto, Luis y Ziro.

A Evelin:

Por que estuviste conmigo en los momentos buenos y malos.
No sabes lo que crecí como persona estando a tu lado.
¿Alguna vez te dije que te quiero?.

A Marce:

Por que más que el parentesco nos une la amistad.

A Luis, Lety y Jova:

Quiénes para mí han sido ejemplo de unión y hermandad

Sobre todas las cosas gracias a Dios
por que su luz ilumina mi camino.

ÍNDICE

INTRODUCCIÓN.....	i
I. ANTECEDENTES	
I.1 IDEAS GENERALES SOBRE EL COMPORTAMIENTO DE TÚNELES	1
• PRESIÓN DE ROCA EN TÚNELES.....	2
I.2 DISTRIBUCIÓN DE ESFUERZOS ALREDEDOR DE EXCAVACIONES.....	4
• ESFUERZOS ALREDEDOR DE UNA EXCAVACIÓN CIRCULAR	7
• ESFUERZOS EN LOS LÍMITES DE LA EXCAVACIÓN.....	9
• ESFUERZOS ALEJADOS DE LOS LÍMITES DE LA EXCAVACIÓN.....	10
• EJES DE SIMETRÍA.....	11
• ESFUERZOS INDEPENDIENTES DE LAS CONSTANTES ELÁSTICAS.....	12
• ESFUERZOS INDEPENDIENTES DEL TAMAÑO DE LA EXCAVACIÓN.....	12
• CONFIGURACIÓN DE LOS ESFUERZOS PRINCIPALES.....	13
I.3 USOS DE LOS ANCLAJES.....	15
II. CARACTERÍSTICAS DE UN MACIZO ROCOSO	
II.1 CALIDAD DE LA ROCA.....	17
II.2 DISCONTINUIDADES.....	18
II.2.1 ORIENTACIÓN.....	21
II.2.2 RUGOSIDAD.....	21
II.2.3 ESPACIAMIENTO Y PERSISTENCIA.....	21
II.2.4 ABERTURA Y RELLENOS.....	21
II.2.5 PRESENCIA DE AGUA.....	24
III. DISEÑO DE ANCLAJES	
III.1 CARGA DE ROCA.....	26
• CARGA DE ROCA DE TERZAGHI.....	26
• CARGA DE ROCA DE PROTODIAKONOV.....	30
• CARGA DE ROCA DE BELLO.....	33
III.2 ROCK QUALITY DESIGNATION (RQD). EL ÍNDICE DE CALIDAD DE ROCA DE DEERE.....	38
III.3 CLASIFICACIÓN CSIR DE LOS MACIZOS ROCOSOS FISURADOS.....	40
III.4 ÍNDICE DE CALIDAD DE TÚNELES.....	47
III.5 ANÁLISIS Y DISEÑO.....	56
III.5.1 EJEMPLO.....	62
IV. PROCEDIMIENTOS CONSTRUCTIVOS	
IV.1 TIPOS DE ANCLAJE.....	70
• ANCLAJE PASIVO (ANCLAS DE FRICCIÓN).....	71
• ANCLAJE ACTIVO (ANCLAS DE TENSION).....	71
IV.2 COLOCACIÓN.....	72
• TECNOLOGÍA DE COLOCACIÓN DE ANCLAS.....	74
> AMACICE.....	74
> INSTALACIÓN.....	75
> TENSADO DE LAS ANCLAS.....	78
> CEMENTACIÓN.....	78
CONCLUSIONES	
BIBLIOGRAFÍA	

INTRODUCCIÓN.

La construcción de túneles esta íntimamente ligada con la Mecánica de Rocas y con la Geología Aplicada; raros son los túneles cuyo trazo implique por completo sólo los suelos.

El túnel es una estructura de construcción peligrosa e incierta, pese a los avances que sus técnicas han experimentado en los últimos años; por lo menos esa es la opinión de muchos hombres con experiencia en la construcción de estas estructuras. Mucho más que en cualquier otra estructura de obra civil, en los túneles ocurren situaciones no previstas por la exploración y los sondeos previos que se efectúen. Todo esto influye seguramente en el hecho de que los constructores los eviten casi sistemáticamente. Los túneles son quizá la estructura en la que más difícil puede resultar intentar separar las tres disciplinas de la Geotecnia: la Mecánica de Suelos, la Mecánica de Rocas y la Geología Aplicada; como cuando se presentan casos de rocas intensamente fracturadas o las moderadamente rotas, pero con sus juntas y fracturas rellenas de suelo, las cuales presentan comportamientos que resultan imposibles de separar nítidamente de los que son objeto de interés por parte de la Mecánica de Suelos.

Las técnicas actuales permiten afrontar la construcción de los túneles con el mismo ambiente general de seguridad y esperanza de éxito que se tenga en cualquier gran obra de ingeniería. La decisión de la construcción de un túnel debe ser, en la mayoría de los casos, una cuestión económica y de disponibilidad de equipo, en la que la decisión resulte de la comparación usual entre los costos de construcción, de operación y mantenimiento. El túnel debe ser sistemáticamente tomado en cuenta dentro del conjunto de soluciones disponibles y construido cuando resulte ser la solución mas económica, segura y conveniente.

La construcción de túneles en nuestro país en los años recientes ha adquirido un auge importante debido a que los avances mencionados en la construcción, en el diseño y

en el control de su comportamiento, entre otros factores, han hecho posible que el uso de esta solución acorte distancias y produzca mejores soluciones que en forma integral resultan menos costosas; es por ello que, los técnicos y funcionarios que tienen en sus manos la responsabilidad de tomar estas decisiones, optan cada vez más por el uso de los túneles tanto en problemas carreteros, ferrocarrileros, de captación y conducción hidráulica en las presas, como en soluciones viales urbanas, incluyendo el metro.

Las principales dificultades que se presentan en la construcción de túneles dependen del tipo de soporte que se le da al terreno (ademe a base de anclas o pernos, marcos de acero y/o concreto lanzado, etc.). Debido a la importancia de los túneles en las obras de infraestructura antes mencionadas, el diseño en el sistema de sostenimiento o ademado debe ser lo más eficiente posible para conservar en buen estado al túnel durante su vida útil.

El propósito de este trabajo, es describir la importancia del anclaje como principal sistema de soporte en excavaciones subterráneas en roca. Para ello, es elemental conocer el comportamiento de un túnel excavado en roca y las condiciones que debe cumplir el medio para que la instalación de anclas sea la solución óptima como sistema de ademe, es por esto que el primer capítulo hace referencia a estos aspectos; además de señalar las funciones principales de los anclajes como sistema de soporte.

Antes del diseño de cualquier tipo de ademe, es importante conocer la calidad del macizo rocoso en el que se excavará el túnel; esta calidad se basa en parámetros tales como el grado de fracturación del macizo, la separación de las discontinuidades y los rellenos que puedan contener, entre otros; en otras palabras, la calidad del macizo rocoso es el conjunto de condiciones o comportamientos geomecánicos que permiten la estabilidad de una obra subterránea con un mínimo de estructuras internas para fines de soporte. El capítulo II, expone las características geomecánicas de un macizo rocoso y la influencia que tienen dentro de la excavación de túneles en roca. En el capítulo III, se exponen las teorías del fenómeno conocido como "arco de roca", que consiste en la formación de un arco parabólico de material inestable por encima de la excavación; con la

determinación de las características geométricas de dicho arco se puede se puede conocer el peso que deberá soportar el ademe y diseñar el sistema de anclaje.

Otra forma con la que se puede diseñar el sistema de anclaje, consiste en la utilización de modelos que evalúan el posible comportamiento de un macizo rocoso frente a una excavación subterránea. Dichos modelos se conocen como "geomecánicos", estos se basan principalmente en la experiencia obtenida por sus autores en la realización de proyectos subterráneos, el capítulo III se enfoca también a la descripción y al diseño del sistema de anclaje por medio de estos modelos.

Finalmente el capítulo IV, abarca los tipos de anclaje y los procedimientos constructivos que se emplean en su colocación dentro de los túneles en roca.

Este trabajo no abarca el aspecto económico que puede representar la estabilización a base de anclaje en un túnel en roca, más bien, el enfoque que se pretende desarrollar es el técnico, en cuanto a la flexibilidad que puede representar la utilización de este sistema de soporte en comparación con otros.

I. ANTECEDENTES.

Objetivo específico: Describir de manera general el comportamiento de los túneles en roca y la utilización de los anclajes en éstos.

INTRODUCCIÓN.

Cuando se inicia la excavación de un túnel en roca, el estado de esfuerzos que existía dentro del macizo rocoso se ve alterado, lo cual da origen a la aparición de nuevas presiones que pueden poner en riesgo la estabilidad de la obra. Así mismo, alrededor de una excavación subterránea, se genera de manera natural una capa de material inestable producto del aflojamiento y el peso de la masa de roca por encima del túnel, esta capa es conocida como arco de roca. Otra causa de inestabilidad en túneles es provocada por los bloques o cuñas de roca producto de la intersección de discontinuidades en el trazo del túnel.

Estos y otros aspectos más, deben contemplarse en el diseño del sistema de anclaje, cuya principal función consiste en mantener la estabilidad de la excavación. En este capítulo se describirá de manera general el comportamiento de los túneles en roca, los usos de los anclajes y las características que debe cumplir el macizo rocoso, para que el uso del anclaje sea apropiado.

1.1. IDEAS GENERALES SOBRE EL COMPORTAMIENTO DE LOS TÚNELES

Para que un túnel sea satisfactorio deben cumplirse las siguientes condiciones:

1. Que pueda construirse en forma segura, de manera que permanezca cumpliendo sus funciones por sí mismo o con ayuda de un revestimiento.
2. Que la construcción no cause daños a estructuras vecinas; es frecuente que en las zonas en que las densidades de tránsito y otras condiciones permiten o aconsejan la construcción de túneles (sobre todo urbanos) existan desarrollos habitacionales que pueden ser afectados por la obra.
3. Que sea capaz de permanecer en servicio durante toda su vida de operación.

Para lograr estas condiciones, hay que tener en consideración que la apertura de un túnel cambia las condiciones de esfuerzos en el medio original, que puede concebirse en principio como una masa en equilibrio dentro de un campo gravitacional. Los cambios que tengan lugar pueden ocurrir en forma continua o por etapas, hasta que llegue a alcanzarse una condición final en la masa, ya relativamente invariable, que pueda considerarse como de equilibrio definitivo. Esta condición final implica nuevas condiciones en el subuelo y el cese de las deformaciones y los cambios de esfuerzo producidos por la excavación.

Es posible y deseable, impedir las deformaciones excesivas en el túnel. Algo de deformación es necesaria para llegar a una distribución favorable de las presiones y el ingeniero debe, en cada caso, determinar qué magnitud de movimiento debe tolerar para obtener beneficio y en qué momento la deformación le resultará desfavorable.

Es evidente que siempre será económico y óptimo, un criterio de diseño que haga el máximo uso posible de la capacidad del material para soportarse a sí mismo. Una elección apropiada de los sistemas de revestimiento y del momento en que se instalen, puede contribuir a minimizar las cargas y hacer que el medio tome por sí mismo la mayor parte de sus presiones.

Es muy importante el control de estas deformaciones, pues mientras las muy grandes aflojan y debilitan al medio, haciéndolo perder capacidad de soporte, las muy pequeñas pueden impedir también que el material desarrolle toda su capacidad de auto soporte.

PRESIÓN DE ROCA EN TÚNELES

En la naturaleza, las rocas están sujetas a su propio peso y al peso de las masas sobreyacentes; como consecuencia, en su interior se desarrollan esfuerzos y deformaciones. Al realizar una excavación, la misma naturaleza del macizo ocasiona que en la gran mayoría de los casos, sea forzoso el uso de un sistema de soporte o ademe para garantizar la estabilidad de la excavación.

Las presiones que actúan sobre los ademes son las siguientes:

- El peso de masas sobreyacentes.

- Las fuerzas tectónicas.
- Expansión del material en que se excava el túnel.

Las presiones pueden presentarse individualmente o en conjunto. El tipo de presión que se desarrolla en un caso dado depende mucho de la naturaleza del material del macizo.

Conviene diferenciar los siguientes casos:

- Macizos con rocas sanas y masivas
- Macizos con rocas blandas o intemperizadas. Suelos residuales duros.
- Macizos muy fracturados.

En el caso de túneles en roca, la presencia de suelos se da generalmente dentro de las fallas, grietas o fisuras que puedan existir en la roca, los cuales, según la naturaleza del material, darán lugar a una serie de comportamientos que se describen con más detalle en el capítulo II.

Cuando se afloja la masa de roca sobre el techo de un túnel, por efecto de la excavación y del peso de la carga sobreyacente, el comportamiento de esa masa puede asimilarse al de una masa granular colocada en un silo cuando en el fondo de éste se abre una abertura. Esta es la condición de presión que consideró Terzaghi, en sus análisis sobre carga en túneles, representada por los mecanismos de arqueo propuestos por él (los cuales se analizan en el capítulo III).

En algunas ocasiones los estados de presión secundarios, que son los que se presentan cuando se ha excavado el túnel, exceden la resistencia del material excavado y no sólo en el techo, sino en los lados y aún en el piso del túnel, es decir, los esfuerzos secundarios alcanzan un orden de magnitud semejante al límite de plasticidad del material. Estas manifestaciones son provocadas esencialmente por la estructura geológica del macizo y por las perturbaciones tectónicas. En este caso comienzan a presentarse movimientos en las paredes del túnel y sólo se manifiestan presiones cuando el ingeniero intenta impedir esos movimientos. Si se permite el desarrollo de tales movimientos hasta que gradualmente decrezcan por si solos, se creará alrededor de la excavación una zona libre de estas presiones. El efecto de esta región alrededor de la

cavidad tiende a producir una zona de esfuerzos relajados o aliviados; en esta zona el material esta en el límite plástico.

En las rocas poco duras, el desarrollo de la zona plástica en torno al orificio del túnel es mucho más lento y se caracteriza por un flujo plástico de la periferia hacia el interior, este fenómeno se manifiesta con un fracturamiento adicional y sucesivo en materiales duros. En términos generales, la zona plástica se desarrolla en mayor extensión cuanto más altos sean los esfuerzos y más blanda sea la roca.

La presión ejercida sobre un ademe por este fenómeno depende de la flexibilidad del ademe y de la naturaleza del suelo o de la roca. Si basta una cedencia pequeña para que la zona plástica se desarrolle por completo y las presiones se alivien, pudiera resultar conveniente colocar un ademe que tenga la posibilidad de ceder lo necesario.

I.2. DISTRIBUCIÓN DE ESFUERZOS ALREDEDOR DE EXCAVACIONES.

Analogía entre el flujo de agua y las trayectorias de los esfuerzos principales.

Un método para representar el nuevo campo de esfuerzos antes mencionado es el de las trayectorias de los esfuerzos principales, que son líneas imaginarias en un cuerpo elástico comprimido a lo largo de los cuales actúan los esfuerzos principales.

*La figura I.1 muestra las trayectorias de los esfuerzos principales mayor y menor que circunda un orificio circular en una placa elástica comprimida uniaxialmente. Estas trayectorias de esfuerzos principales pueden considerarse como si se dividiera el material en elementos sobre los que actúan los esfuerzos principales. Del lado derecho de la figura I.1, dos de las trayectorias del esfuerzo principal mayor se señalan con líneas punteadas, y en estos puntos arbitrariamente elegidos sobre estas trayectorias, se muestran los esfuerzos principales que actúan sobre elementos imaginarios. En cada caso, la dirección y la magnitud del esfuerzo principal se indica con una flecha, cuyo largo marca la magnitud del

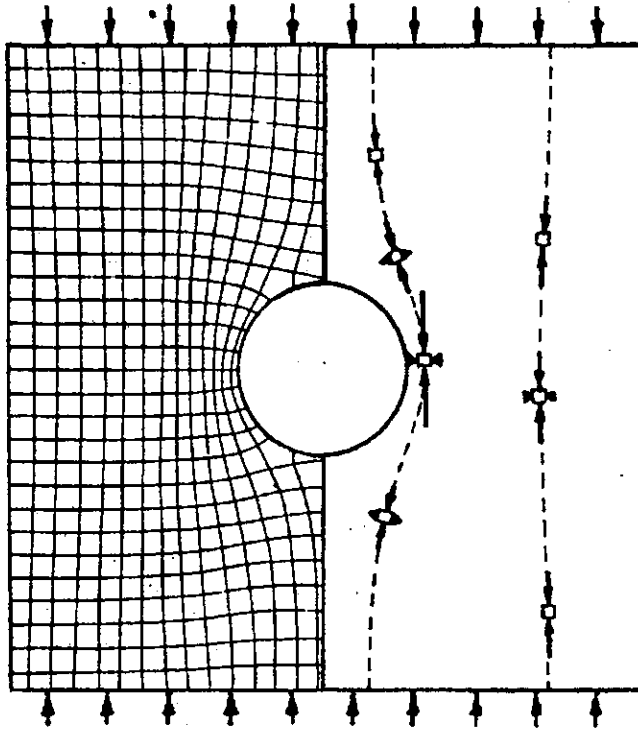


Figura. 1-1 trayectorias de los esfuerzos principales mayor y menor en los materiales que rodean un orificio circular en una placa elástica comprimida uniaxialmente.

esfuerzo principal con respecto a alguna escala específica. Se notará que los esfuerzos principales distan notablemente de ser verticales u horizontales en las inmediaciones del orificio que desvía las trayectorias de los esfuerzos.

Cuando se coloca una obstrucción cilíndrica tal y como en la pila de un puente en la corriente tranquila del agua, el agua tiene que fluir alrededor de este obstáculo y las líneas de flujo se desvían como lo muestra la figura 1.2. En las inmediaciones de la obstrucción aguas arriba y aguas abajo, el agua va más despacio y las líneas de flujo se abren hacia afuera. Esta separación es análoga a la separación de las trayectorias de esfuerzos que

suele haber en zonas de esfuerzos a tensión, que se presentan en el techo y en el piso de una excavación circular que esta sujeta a una compresión aplicada uniaxialmente.

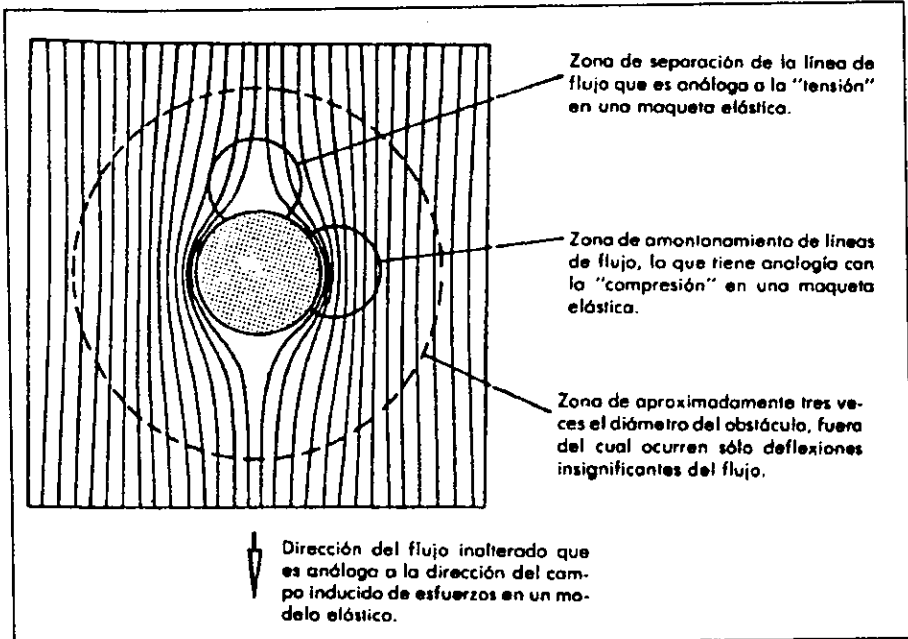


Figura. I-2. deflexión de líneas de flujo alrededor de un obstáculo cilíndrico.

En zonas a los lados del obstáculo, el flujo del agua tiene que ir más aprisa para alcanzar al resto del flujo y las líneas de flujo se amontonan como lo muestra la figura I.2. Esto es semejante al amontonamiento de trayectorias de esfuerzos compresivos aumentados. La figura I.2. muestra que fuera de la zona de aproximadamente 3 veces el diámetro de la obstrucción, las líneas de flujo no se desvían en forma apreciable. El flujo que pasa fuera de esta zona, no "ve" el obstáculo, el cual sólo produce un desacomodo local. Este efecto se nota también en los campos de esfuerzos. Los puntos en el macizo rocoso que se encuentran distante 3 radios desde el centro de la excavación, no se ven influenciados, en forma apreciable, por ésta."¹

¹ Hoek, E., Brown, E.T. Excavaciones Subterráneas en Roca, México, Mc Graw-Hill, 1980, p.124.

ESFUERZOS ALREDEDOR DE UNA EXCAVACIÓN CIRCULAR.

Para calcular los esfuerzos, deformaciones y desplazamientos inducidos alrededor de excavaciones en materiales elásticos, hay que apoyarse en la *teoría matemática de la elasticidad*. Para ello debe resolverse una serie de ecuaciones de equilibrio y de compatibilidad de desplazamiento para condiciones de límites determinados, y ecuaciones constitutivas del material, las cuales no se expondrán en este trabajo.

Una de las soluciones que primero aparecieron sobre la distribución bidimensional de los esfuerzos alrededor de un orificio de cuerpo elástico, fue publicada en 1898 por Kirsch para una sección transversal circular. Un estudio completo de las ecuaciones de Kirsch, como se conocen ahora, fue hecho por Jaeger y Cook, el cual no se analizara en este trabajo. Las ecuaciones finales se presentan en la figura 1.3, utilizando un sistema de coordenadas polares en los que los esfuerzos se definen en términos de las tensiones que actúan sobre las caras de un elemento localizado en un radio r y un ángulo polar.

Algunas cuestiones interesantes e importantes relativas a los esfuerzos alrededor de excavaciones se ilustran con este ejemplo y se comentan en las siguientes secciones.

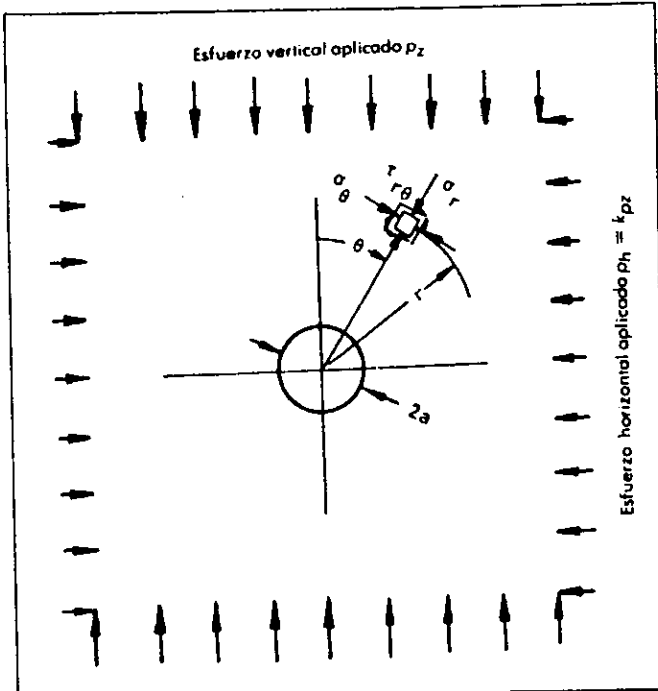


Figura. I-3. ecuaciones para los esfuerzos en el material que rodea un orificio circular en un cuerpo elástico comprimido.

Ecuaciones de la figura I-3.

Componentes de los esfuerzos en el punto (r, θ) .

radial $\sigma_r = (1/2) p_z \left((1+k)(1-a^2/r^2) + (1-k)(1-4a^2/r^2 + 3a^4/r^4) \cos 2\theta \right)$

tangencial $\sigma_\theta = (1/2) p_z \left((1+k)(1-a^2/r^2) - (1-k)(1+3a^4/r^4) \cos 2\theta \right)$

cortante $\tau_{r\theta} = (1/2) p_z \left(-(1-k)(1+2a^2/r^2 - 3a^4/r^4) \sin 2\theta \right)$

Esfuerzos principales en el plano de papel en el punto (r, θ) .

Máximo $\sigma_1 = 1/2 (\sigma_r + \sigma_\theta) + (1/4 (\sigma_r - \sigma_\theta)^2 + \tau_{r\theta}^2)^{1/2}$.

Mínimo $\sigma_2 = 1/2 (\sigma_r + \sigma_\theta) - (1/4 (\sigma_r - \sigma_\theta)^2 + \tau_{r\theta}^2)^{1/2}$.

Inclinaciones en un punto $\tan 2\alpha = 2\tau_{r\theta} / (\sigma_\theta - \sigma_r)$

Esfuerzos en los límites de la excavación.

Las ecuaciones que indican la figura 1.3 muestran que el esfuerzo radial σ_r y el esfuerzo cortante $\tau_{r\theta}$ son cero en el límite de la excavación donde $r = a$. El esfuerzo tangencial en el límite se obtiene con:

$$\sigma_{\theta} = P_z((1+k) - 2(1-k) \cos 2\theta)$$

En el piso y en el techo de la cavidad, $\theta = 0^\circ$ y 180° respectivamente, y la ecuación se reduce a:

$$\sigma_{\theta} = p_z(3k - 1)$$

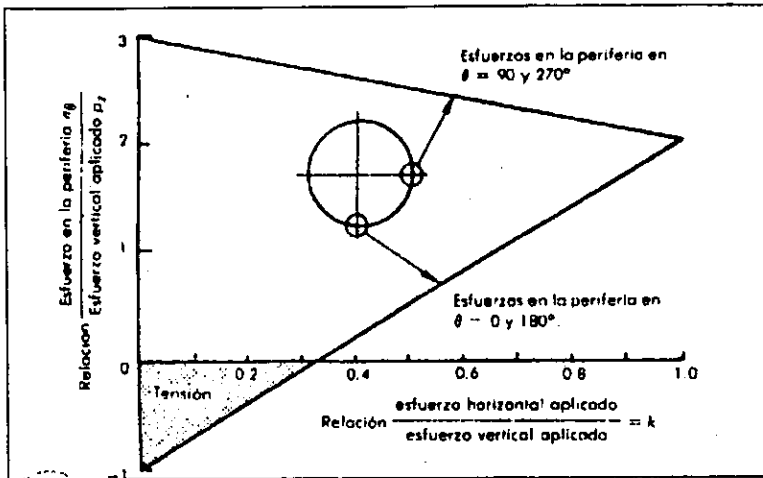


Figura. 1-4. variación en los esfuerzos de la periferia en el techo, piso y paredes de una excavación circular con la variación en la relación k de los esfuerzos aplicados.

En las paredes de la excavación, $\theta = 90^\circ$ y 270° la ecuación llega a ser:

$$\sigma_{\theta} = p_z(3 - k)$$

Las ecuaciones se vacían en la figura 1-4, la que muestra que, para $k = 0$, los esfuerzos en el techo y el piso de la cavidad son a tensión. Para $k = 0.33$ los esfuerzos en el techo y en el piso son cero y, para valores más altos de k , todos los esfuerzos en la periferia de la excavación son de compresión. Los esfuerzos en las paredes disminuyen desde un máximo de $3p_z$ para $k = 0$ hasta un valor de $2p_z$ para $k = 1$.

La premisa que asegura que los únicos esfuerzos que pueden existir en los límites de una excavación son los esfuerzos tangenciales a los límites de una cavidad resulta cierta para todas las formas de excavación, siempre y cuando no tengan cargas internas. Cuando la superficie interna de la excavación tenga cargas de presión de agua, o sufra la reacción de un revestimiento de concreto, o de las cargas aplicadas por un sistema de soporte a base de anclas, habrá que tomar en cuenta todos esos esfuerzos internos al calcular la distribución de los esfuerzos de la roca que circunda la cavidad.

Esfuerzos alejados de los límites de la excavación.

"A medida que aumenta la distancia r a partir del orificio, la influencia de la cavidad sobre los esfuerzos en la roca, disminuye. En la figura 1-5 se indica la relación σ_θ / p_z contra la distancia ' r ' a lo largo del eje horizontal de un modelo comprimido. Este dibujo muestra que el efecto de la concentración de esfuerzos en torno al orificio se desvanece con bastante rapidez y que cuando $r = 3a$, la relación entre los esfuerzos aplicados e inducidos esta muy cerca de uno.

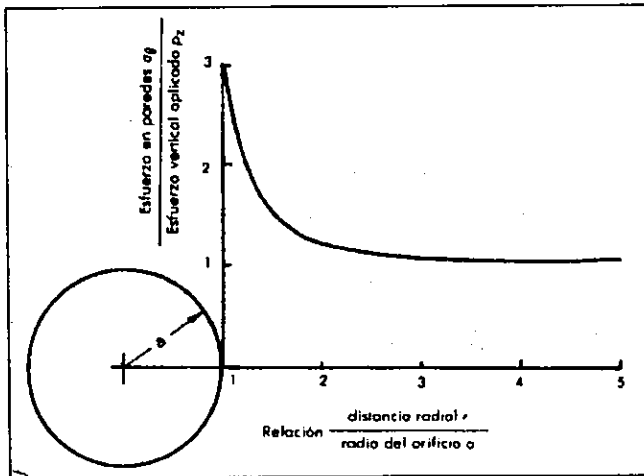
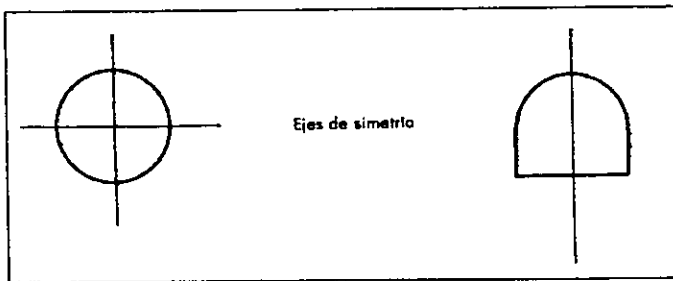


Figura. 1-5. variación de la relación del esfuerzo tangencial σ_θ al esfuerzo vertical aplicado p_z con distancia radial r a lo largo del eje horizontal para $k=0$.

Esto significa que a esta distancia de los límites de la excavación, los esfuerzos en la roca no "ven" la influencia de la cavidad. Este fenómeno ha sido utilizado por los que se dedican a los estudios en maquetas de los esfuerzos alrededor de las excavaciones subterráneas. La regla general es que la dimensión mínima de la maqueta debe ser de 3 a 4 veces la dimensión máxima de la excavación practicada en la maqueta.

Ejes de simetría.

"Un examen detallado de las ecuaciones presentadas en la figura 1-3 señala que, para una excavación simétrica como la que se contempla, los esfuerzos se repiten en cada uno de los cuatro cuadrantes, esto implica que se puede generar un aspecto completo de los esfuerzos que circundan una cavidad con solo resolver las ecuaciones con los valores de θ de 0° a 90° y que los ejes horizontal y vertical que pasen por el centro de la excavación son ejes de simetría.



En el caso de un túnel en forma de herradura, las mitades inferior y superior no son simétricas, pero los lados izquierdo y derecho si lo son. Por lo que, el eje vertical es el único eje de simetría y el aspecto completo de los esfuerzos se obtiene solucionando las ecuaciones para los valores de θ entre 0° y 180° . En algunos casos, en especial en aquellos que implican excavaciones múltiples, puede no haber eje de simetría, por lo tanto será necesario dar una solución completa a las ecuaciones de esfuerzos en todas las

partes de la maqueta para lograr en ella un aspecto global de la distribución de los esfuerzos.

Esfuerzos independientes de las constantes elásticas.

"Las ecuaciones que se presentan en la figura I-3 muestran que los esfuerzos alrededor de un orificio circular dependen de las magnitudes de los esfuerzos aplicados y de la geometría o forma del cuerpo comprimido. Las constantes E (modulo de Young) y ν (relación de Poisson) no aparecen en ecuación alguna y esto significa que el modelo de esfuerzos es independiente del material que se usa, con la condición de que se trate de un material elástico lineal.

Este fenómeno ha sido utilizado por varios investigadores que han estudiado la distribución de los esfuerzos alrededor de excavaciones por medio de la fotoelasticidad. Esta técnica incluye el examen de maquetas de vidrio o de plástico comprimidos con la luz polarizada. El modelo de esfuerzos que se pueden observar bajo estas condiciones está relacionado con la diferencia entre los esfuerzos principales σ_1 y σ_2 (o σ_3 si el esfuerzo principal menor es a tensión) en el plano de la maqueta. Ya que estos esfuerzos no dependen de las propiedades del material, como se habrá observado, el modelo de esfuerzos fotoelásticos puede servir para calcular los esfuerzos alrededor de una excavación o excavaciones de una roca tenaz. Hoy día las técnicas fotoelásticas se utilizan poco para este fin, ya que los esfuerzos alrededor de excavaciones subterráneas se pueden calcular más aprisa y más económicamente con técnicas matemáticas.

Esfuerzos independientes del tamaño de la excavación.

"Es importante notar que las ecuaciones para los esfuerzos alrededor de un orificio circular, en un macizo de roca infinito, en la figura I-3, no incluyen términos con el radio del túnel, a , si no que se incluyen más bien, términos con el parámetro sin dimensiones a/r . Esto

quiere decir que los niveles calculados de los esfuerzos en los límites de la excavación, por ejemplo, son independientes del valor absoluto del radio. En las paredes de un túnel circular de 1 metro se indujeron los mismos niveles de esfuerzos que en las paredes de un túnel de 10 metros, en la misma roca elástica.

Este fenómeno provocó mucha confusión en el pasado. Algunos especialistas del diseño de excavaciones subterráneas han llegado a concluir que en vista de que los esfuerzos inducidos en la roca alrededor de una excavación son independientes del tamaño de la excavación, la estabilidad de una excavación también era independiente de su tamaño. Si el macizo fuera perfectamente elástico y libre de defectos, podría ser que esta conclusión resultara razonablemente correcta, pero no es el caso cuando se trata de macizos ya fracturados de por sí. Aunque los esfuerzos son idénticos, la estabilidad de una excavación en un macizo fracturado y fisurado la controlará la relación entre el tamaño de la excavación y el tamaño de los bloques en el macizo. En consecuencia, al aumentarse el tamaño de la excavación en una formación de roca típicamente fisurada, no aumentaran los esfuerzos aunque seguramente provocará una disminución en la estabilidad.

Configuración de los esfuerzos principales.

"Cuando se considera la influencia que ejercen los esfuerzos en la roca que circunda una excavación subterránea, sobre la estabilidad de esta excavación, es importante medir hasta donde se extiende la zona de fracturas que aparece alrededor de una excavación. Éi

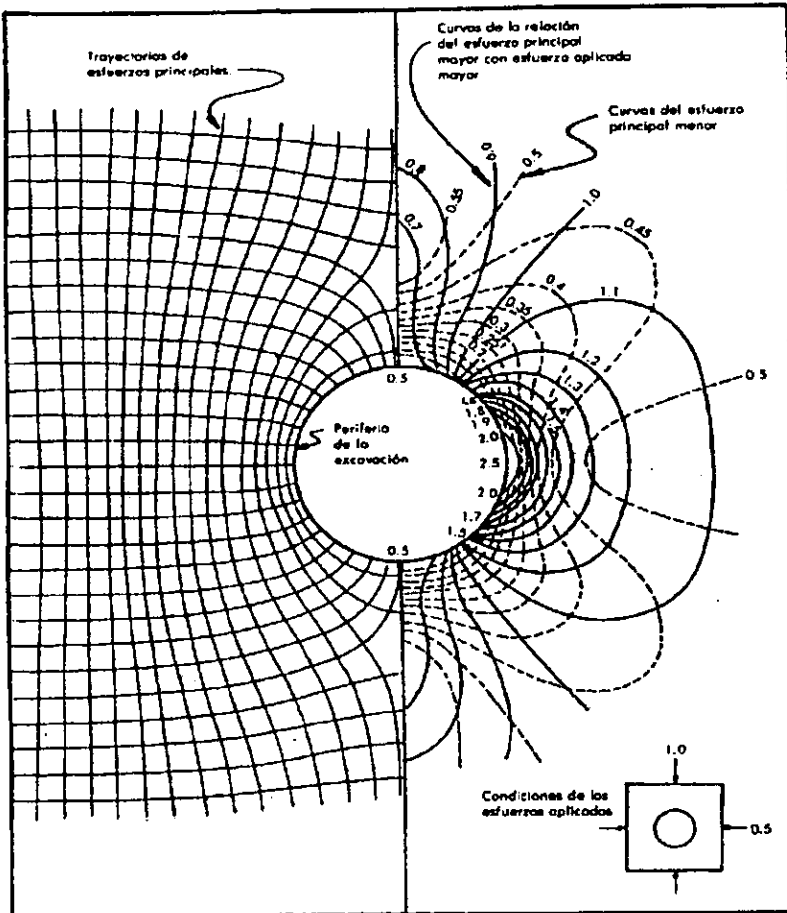


Figura. 1-6. configuración de los esfuerzos principales y trayectorias del esfuerzo principal en el material que circunda un orificio circular en un cuerpo elástico comprimido. Como se señala en el diagrama incorporado, la relación de los esfuerzos aplicado $k=0.5$. Las líneas continuas configuran los esfuerzos principales mayores y las líneas punteadas configuran los esfuerzos principales menores. Los valores de las curvas son la relación entre los esfuerzos principales y el más grande de los dos esfuerzos aplicados.

debilitamiento de una roca dura depende de las magnitudes de los esfuerzos principales mayores y menores que actúan en el punto que se está considerando. En consecuencia, el trazo más útil de los esfuerzos que rodean una excavación subterránea es el de la configuración de los esfuerzos principales como el que aparece en la figura I-6.²

1.3. USOS DE LOS ANCLAJES.

La función principal del anclaje es fijar cualquier roca suelta o estrato delgado en la superficie de la cavidad anclándolos profundamente. La relativa importancia de dichos aspectos dependerá de las circunstancias especiales del túnel como es el caso de las presiones antes mencionadas o el grado de fracturación y tipo de roca de la que se trate, puesto que si el macizo está altamente fisurado o está prácticamente triturado, el uso de los anclajes no es recomendado, principalmente por que es muy probable que no existan las condiciones que permitan la adherencia necesaria entre la roca y el anclaje.

Un segundo objetivo del anclaje en roca es el de crear una zona de compresión radial alrededor de la excavación que permita que ésta se autosoporte al formar una zona que trabaje bajo esfuerzos de compresión únicamente (arco de roca). Cuando se trate de un techo con una estratigrafía horizontal y en donde la excavación sea de sección rectangular, las anclas deberán unir entre sí las capas de roca para formar una viga fija más fuerte que la suma de las capas individuales y sostener los estratos más débiles desde una zona superior más resistente. Entonces, "las anclas se deberán instalar tan pronto como sea posible para asegurar el terreno antes de que tenga lugar la separación de los estratos por flexión o el movimiento de las juntas, por lo que las anclas deberán fijarse firmemente. La duración del sistema de anclas deberá ser adecuada a su función. Si sólo se desea un soporte temporal hasta que se instale un revestimiento permanente o hasta que se amplie un frente piloto, es posible que la corrosión no tenga importancia, pero deben reducirse las pérdidas de tensión debido a un deslizamiento en el anclaje o a que el frente haya cedido.

² Hoek, E., Brown, E.T. Op. cit. pp.124-131

Cuando los anclajes tengan una función permanente o a largo plazo, es importante la protección contra la corrosión. Se pueden utilizar aleaciones resistentes a la corrosión y especificar la protección mediante el uso de inyecciones de lechada de cemento. Se utilizan también lechadas de resinas con la doble función de anclar los pernos y proteger contra la corrosión.³

En general, se recomienda el uso de anclas o cables para el soporte de cuñas o bloques potencialmente inestables o a punto de caer o de deslizarse por su propio peso. Estos bloques o cuñas se mueven en forma independiente del conjunto del macizo rocoso y por lo tanto, aplican una carga concentrada o excéntrica al sistema de soporte. Las anclas y los cables son más aptos para resistir esas cargas excéntricas que los marcos de acero o los recubrimientos de concreto, por lo que estos deberían evitarse si es posible.

³ Comisión Federal de Electricidad, Manual de Obras Civiles, Tomo B.3.2., México, 1982.

II. CARACTERÍSTICAS DE UN MACIZO ROCOSO.

Objetivo específico: Conocer las características geomecánicas de un macizo rocoso y su influencia en los túneles en roca.

INTRODUCCIÓN.

El conocimiento de las múltiples características, factores y propiedades de un macizo rocoso es sumamente importante, pues son éstos los elementos que definen el comportamiento de la excavación, y en conjunto con el tipo de roca, la magnitud del arco de roca que se formará.

Estas características se pueden conocer por medio de los sondeos de reconocimiento previos a la excavación del túnel. Cuanto más completos sean estos estudios, más detallado será el conocimiento del macizo rocoso que se encontrará a lo largo del trazo del túnel.

En este capítulo se definen los principales parámetros que componen el comportamiento geomecánico de un macizo rocoso frente a una excavación subterránea y que son la pauta para seleccionar un sistema de anclaje como sistema de soporte.

II.1 CALIDAD DE LA ROCA.

La calidad de la roca es un concepto que se utiliza para calificar al macizo rocoso en función de sus características geológicas. Esta calidad se basa en una amplia cantidad de parámetros que determinan el comportamiento de una masa rocosa frente a una obra subterránea. El sistema de adomado que se requiere en cada obra subterránea depende totalmente de la calidad de la roca, pues es este factor el que determina el tipo de soporte más adecuado. Los principales parámetros que determinan la calidad de la roca en una excavación subterránea, se deben a la presencia de discontinuidades y a ciertas características ligadas con ellas, como son:

- Orientación.

- Espaciamiento y persistencia.
- Rugosidad .
- Abertura y relleno.
- Flujo de agua subterránea.

II.2 DISCONTINUIDADES.

Se conocen como discontinuidades a los componentes que cortan o interrumpen el carácter monolítico de una masa de roca como es el caso de las fracturas o juntas, fallas geológicas y planos de estratificación como rasgos más importantes. Éstos elementos son fundamentales a considerar en el diseño del túnel y de su sistema de soporte, puesto que su orientación con respecto a la excavación y espaciamiento, son factores que pueden poner en riesgo la estabilidad de la obra.

Por su naturaleza, las rocas en la corteza terrestre están cortadas por numerosas fracturas que varían en tamaño, desde grietas microscópicas (fisuras) hasta fallas de cientos de kilómetros de largo.

Las fallas geológicas son fracturas a lo largo de las cuales ha tenido lugar un movimiento, por lo que su principal efecto, es desplazar a una o a las dos masas de roca que se encuentran a su lado, mientras que en una fractura o junta, la roca no ha sufrido un movimiento apreciable a lo largo del plano de ruptura. Las fallas geológicas son también zonas de debilidad debido a que las rocas en las paredes del plano de falla pueden estar trituradas o molidas; este efecto puede extenderse en varios decímetros de espesor y a veces en algunos metros. Se comprende que este tipo de discontinuidad, por su magnitud y naturaleza, tiene la posibilidad de estar relacionada con eventos tectónicos relativamente recientes estableciendo el riesgo de que pudiera reactivar su movimiento.

La estratificación es una propiedad de las rocas sedimentarias de disponerse en una sucesión de cuerpos tabulares que pueden extenderse por cientos de metros o kilómetros, pero que en cambio tienen un espesor individual que puede variar desde algunos centímetros hasta unos cuantos metros. Cada cuerpo tabular o estrato está separado de otro por un plano de estratificación que viene a ser otro tipo de discontinuidad. Los

planos de estratificación de una secuencia de rocas sedimentarias pueden aparecer en posición horizontal, complicando la estabilidad en el techo del túnel, o bien estar inclinados debido a fenómenos de plegamiento, con lo que en las paredes o en techo de la excavación, se comportarán al igual que las fracturas e incluso interactuarán con ellas para formar losas o bloques de roca inestables.

En las rocas ígneas muchas juntas se originaron por la contracción durante el enfriamiento que les dio origen, sin que tengan conexión con los movimientos de la corteza. Sin embargo, un gran número de juntas que cortan rocas de todas clases probablemente son el resultado de esfuerzos relacionados con fenómenos tectónicos que implican plegamiento y fallamiento.

Generalmente las juntas se presentan en grupos definidos; una familia de juntas es un grupo de juntas paralelas o casi paralelas con una amplia distribución. La combinación de dos o más juegos de juntas que se interceptan forman un sistema de juntas; estas pueden llegar a formar bloques o cuñas potencialmente inestables que pueden caer o deslizar hacia la excavación subterránea, lo cual de ningún modo resulta favorable. También es importante la rugosidad que presenten las fracturas, ya que pueden contribuir a que exista fricción entre sus paredes y, de esta manera, ayudar a la estabilidad de los bloques o incluso del macizo rocoso mismo.

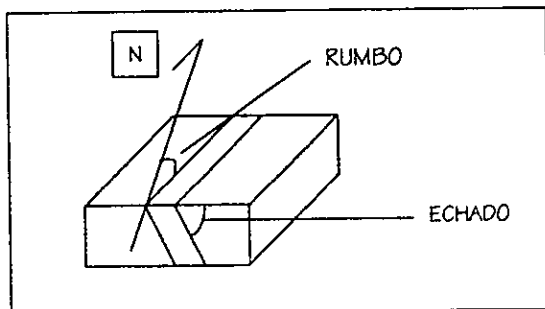
Por otro lado las fracturas pueden funcionar como conductos por donde el agua subterránea circule; al excavar un túnel esta agua puede provocar retrasos indeseables en el avance de la obra si no se prevé su presencia con anticipación.

De igual forma las fracturas pueden estar rellenas por algún material y afectar la respuesta mecánica de la roca a través de la discontinuidad, un relleno arcilloso, por ejemplo, propiciará un comportamiento débil, en tanto que un relleno de cuarzo ayudará a tener una resistencia mayor.

Por lo anteriormente expuesto, es en extremo importante que el levantamiento de las discontinuidades a lo largo de los ejes propuestos de los túneles sea una parte fundamental de las investigaciones del sitio.

II.2.1 ORIENTACIÓN.

Se define como orientación a la posición que guarda una discontinuidad dentro de una masa rocosa en relación con las coordenadas geográficas y con un plano horizontal. Las dos componentes más importantes son el rumbo y el echado; donde el rumbo se define como la dirección, respecto al norte, de la línea de intersección formada entre la discontinuidad y un plano horizontal imaginario, se expresa como un ángulo horizontal. Mientras tanto el echado se define como el ángulo máximo, pero menor a 90 grados, que puede medirse entre un plano horizontal imaginario y la discontinuidad; la medición se hace sobre un plano vertical perpendicular a la línea de rumbo, por lo que se trata de un ángulo vertical (véase figura).



En el caso de excavaciones subterráneas, las orientaciones y formas más favorables son aquellas que producen el menor volumen posible de cuñas potencialmente inestables. La figura II.1 muestra dos casos de orientación en relación con el rumbo de dos discontinuidades importantes. Como se podrá observar la orientación más desfavorable es aquella en que en el que el eje de la excavación queda paralelo al rumbo de la línea de intersección de las discontinuidades. En este caso se crea la formación de una cuña larga que corre paralela al eje de la excavación. La orientación ideal se presenta cuando se forma un ángulo recto respecto al rumbo de la línea de intersección de las dos discontinuidades; esta orientación producirá un volumen mínimo de material inestable en el techo de la excavación.

Cuando se presenta un macizo rocoso con varias discontinuidades que se intersectan y con características similares de resistencia, la elección de una orientación ideal se dificulta, pues en casos críticos será necesario efectuar un análisis de debilitamientos potenciales para una serie de orientaciones posibles de excavación.

En conclusión la orientación ideal para un túnel determinado será aquel que produzca el menor volumen de material inestable.

II.2.2 RUGOSIDAD.

Como rugosidad se define a la ondulación inherente al principal plano de una discontinuidad . Ésta característica contribuye a la resistencia al corte adicionando fricción entre los bloques formados por la intersección de dos o más discontinuidades dentro de la excavación subterránea.

II.2.3 ESPACIAMIENTO Y PERSISTENCIA.

El espaciamiento se refiere a la distancia perpendicular entre discontinuidades adyacentes. Normalmente, se refiere al espaciamiento del sistema principal de fracturas. Mientras tanto la persistencia es la longitud de traza de la discontinuidad como se observa en un afloramiento. Puede ser una burda medida de la extensión de un área dada o una longitud de penetración de una fractura. La terminación en roca o en otras discontinuidades reduce la persistencia.

II.2.4 ABERTURA Y RELLENOS.

Las discontinuidades ayudan a la erosión y al intemperismo, a la circulación del agua en el subsuelo y a la formación de rellenos y depósitos minerales, en consecuencia, los rellenos se forman a partir de la erosión del material triturado existente en las discontinuidades del macizo rocoso, mientras que los depósitos minerales se forman por la disolución de algunas rocas en contacto con el agua. El conocimiento de la presencia de los

rellenos en las discontinuidades es importante, pues pueden provocar fenómenos que pueden poner en riesgo la estabilidad de la excavación, tales como la presión por expansión o la reducción de la resistencia a la fricción a lo largo de los planos de fractura, que pueden posteriormente, aumentar la presión sobre el sistema de ademe.

Hoek y Brown citan a Brekke y Howard, quienes resaltan el tipo de rellenos y su posible impacto en la resistencia mecánica como sigue:

- “1. Las grietas, las fisuras y a veces incluso las fallas menores pueden sellarse gracias a la precipitación y deposición de soluciones de cuarzo o de calcita. En este caso la discontinuidad puede quedar “soldada”. Estas discontinuidades, sin embargo, pueden volverse a romper, formando nuevas superficies. También es posible que puede haber cuarzo o calcita en una discontinuidad sin soldarla.
2. Discontinuidades limpias, o sea sin arcilla ni recubrimientos. Muchas fisuras o fracturas serán de este tipo. Sin embargo, cerca de la superficie habrá que cuidarse de no confundir discontinuidades limpias con discontinuidades “vacías” de donde el relleno ha sido lavado por el agua de lluvia.
3. Los rellenos de calcita, en especial cuando son porosos o en hojuelas, pueden disolverse durante el tiempo de vida de la obra subterránea. Cuando esta disolución desaparece, ayudan a la resistencia de la excavación. Este es un problema de estabilidad a largo plazo y a veces de movimiento de fluidos que es fácil olvidar durante la fase de diseño o de la construcción. Rellenos de yeso pueden comportarse de la misma forma.
4. Rellenos o recubrimientos de clorita, talco o grafito, hacen las juntas muy resbalosas (o sea, de poca resistencia) sobre todo cuando están húmedas.
5. La arcilla inerte en juntas y fallas representan un material muy débil que puede quedar comprimido o lavado.

6. Las arcillas expansivas pueden causar serios problemas por la expansión libre y la pérdida consecuente de resistencia, o por la gran presión expansiva cuando están confinadas.
7. Un material que se ha alterado en otro material de menor cohesión (tipo arena) puede fluir e irrumpir en el túnel inmediatamente después de la excavación.¹

Al contrario de lo que antiguamente se pensaba acerca de que las fracturas rellenas de arcilla se presentan cerca de la superficie, ahora se tiene el conocimiento de fracturas con rellenos poco consolidados hasta grandes profundidades. Por lo tanto, el nunca se podrá ignorar el peligro que puede resultar de la existencia de estas circunstancias en la planeación de un túnel.

En la tabla II.1. se resumen las consecuencias de encontrar discontinuidades rellenas durante la excavación de un túnel.

Tabla II.1. Influencia de discontinuidades rellenas sobre el comportamiento de túneles.²

MATERIAL DOMINANTE DEL RELLENO	COMPORTAMIENTO POTENCIAL DEL RELLENO	
	EN EL FRENTE	MA'S TARDE
Arcilla expansiva	Expansión libre, se hace lodo. Presiones expansivas.	Presiones expansivas y empuje contra el ademe o el revestimiento, expansión libre con caída o deslave si el revestimiento es insuficiente.
Arcilla inerte	Se afloja y se hace lodo por la compresión. Compresión muy fuerte bajo condiciones extremas.	Empuje contra el apoyo del revestimiento donde esta desprotegido; se afloja y se hace lodo debido a cambios ambientales.
Clorita, talco, grafito o serpentina.	Se deshace	Pueden originarse cargas muy grandes debido a la baja resistencia, sobre todo cuando esta húmedo
Roca triturada, fragmentos de comportamiento arenoso	Se deshace o escurre. El tiempo de sostén puede ser muy breve.	Las cargas se disipan sobre el revestimiento, escurren y se disgregan si el material no esta confinado.
Calcita porosa o en hojuelas Yeso	Condiciones favorables	Puede disolverse, causando inestabilidad en el macizo rocoso.

¹ Hoek, E., Brown, E.T. Op. cit. pp.28-29

² Ibidem. p.30

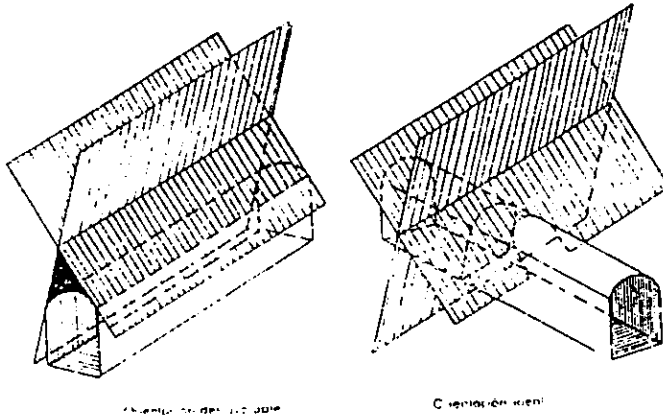


Fig. II.1. Influencia del rumbo de la excavación sobre la formación de cuñas inestables en roca que contenga discontinuidades estructurales importantes.

II.2.5 PRESENCIA DE AGUA.

En el probable caso de que la obra atraviese un manto freático, se puede producir un descenso importante en el nivel del agua subterránea, que puede tener un efecto negativo en la resistencia al esfuerzo cortante en las discontinuidades existentes en la roca, debido a la reducción del esfuerzo efectivo normal, además de causar el ablandamiento o incluso el lavado de los posibles rellenos que ahí se alojen, esto depende básicamente de la cantidad de agua que penetre en la excavación. Si la excavación del macizo se lleva a cabo por medios mecánicos, el área que circunda la excavación resultará poco dañada y si ésta se impermeabiliza de manera óptima, el manto de agua no dañará grandemente el revestimiento y los elementos de soporte. Sin embargo, un proceso de excavación mediante explosivos tiende a crear una corona de roca fracturada alrededor de la excavación lo suficientemente importante como para que se establezca una red de flujo por el cual escapará el agua. La magnitud del problema que desde el punto de vista constructivo ocasiona la filtración, es creciente con la cantidad de agua que penetra al túnel, de manera que, cuando el volumen de agua es considerable, puede llegar a interferir con las operaciones normales de excavación. Por otra parte, sería necesaria la utilización de instalaciones

CAPITULO II. CARACTERÍSTICAS DE UN MACIZO ROCOSO.

especiales para disponer del agua captada y de un control muy cuidadoso de este equipo, ya que una falla en las instalaciones de bombeo se traduciría en la inundación completa de la excavación en un corto lapso de tiempo.

III. DISEÑO DE ANCLAJES

Objetivo específico: Describir los métodos analíticos y geomecánicos para diseñar un sistema de refuerzo. Presentar la solución de diseño de anclaje para condiciones locales de inestabilidad y exponer un ejemplo de diseño de anclaje como sistema de refuerzo empleando los métodos analíticos y geomecánicos.

INTRODUCCIÓN.

Como se habrá observado en capítulos anteriores la apertura de un túnel contempla diversos factores que afectan la estabilidad de la obra. En la gran mayoría de los casos se utilizan modelos simplificados de los fenómenos que se conjugan para lograr la estabilidad de la excavación. Estos modelos en muchas ocasiones solo servirán para determinar un fenómeno específico a la vez, es por esta razón que la experiencia juega un papel muy importante en la elección de los sistemas de soporte para una obra determinada. Se puede diseñar un sistema de soporte para este tipo de obras, con base en la utilización de los métodos matemáticos de arco de roca; estos consisten en la determinación del peso que ha de soportar el ademe a partir de la geometría de dicho arco de roca.

Otra forma en que se puede diseñar un sistema de ademe es mediante los métodos geomecánicos de clasificación que fueron diseñados para confrontar la experiencia de sus autores en obras subterráneas con las de una nueva posible obra.

En las siguientes paginas se hará mención de los métodos de arco de roca de Terzaghi, Protodiakonov y Arturo Bello, y los métodos geomecánicos de Deere, Barton y Bieniawsky.

III.1 CARGA DE ROCA.

Se conoce como carga de roca a la masa de material inestable que se desarrolla por encima de una excavación y bajo el arco de roca. A continuación se analizan las propuestas de diferentes cargas de roca de varios investigadores, cuya determinación sirve para encontrar la carga que tendrá que soportar el sistema de ademe.

Carga de roca de Terzaghi.

“En 1946, Terzaghi propuso un sistema sencillo de clasificación de roca para calcular las cargas que deben soportar los marcos de acero en túneles. Describió varios tipos de roca y con base en su experiencia en túneles ferrocarrileros con refuerzo de acero, en los Alpes, fijo escalas de roca según las diferentes condiciones del terreno.

Tabla III-1. Carga de roca H_p en pies de roca sobre el techo del túnel con ancho B (en pies) y altura H_t (en pies) a una profundidad superior de más de $1.5(B + H_t)^*$

ESTADO DE LA ROCA	CARGA DE ROCA H_p EN PIES	OBSERVACIONES
1. DURA Y MASIVA	Cero	Solo se necesitara refuerzo escaso si hay desprendido o deslizamiento.
2. DURA PERO ESTRATIFICADA O ESQUISTOSA. **	0 a $0.5B$	Refuerzo escaso mas que nada como protección contra desprendimientos
3. MASIVA, LIGERAMENTE FISURADA	0 a $0.25B$	la carga puede cambiar en forma errática de un punto a otro
4. MEDIANAMENTE FRACTURADA EN BLOQUES ALGO ABIERTOS	$0.25B$ a $0.35(B + H_t)$	No hay presión lateral
5. MUY FRACTURADA EN BLOQUES Y LAS FRACTURAS ABIERTAS	$(0.35$ a $1.10)(B + H_t)$	Poca o ninguna presión lateral
6. TOTALMENTE TRITURADA PERO QUÍMICAMENTE INALTERADA	$1.10(B + H_t)$	Presiones laterales considerables. Los efectos de las infiltraciones hacia el piso del túnel requieren apoyo continuo para las partes bajas de los marcos, o bien marcos circulares
7. ROCA COMPRIMIDA, PROFUNDIDAD MODERADA.	$(1.10$ a $2.20)(B + H_t)$	Considerable presión lateral. Se requiere plantilla apuntalada
8. ROCA COMPRIMIDA A GRAN PROFUNDIDAD	$(2.10$ a $4.50)(B + H_t)$	Es preferible usar marcos circulares
9. ROCA EXPANSIVA	hasta 250 pies, independientemente del valor $(B + H_t)$	Marcos circulares indispensables. En casos extremos, úsese refuerzo elástico.

* Se supone que el techo del túnel se encuentra abajo del nivel freático. Si se localiza permanentemente arriba del nivel freático, los valores que se indican de 4 a 6 podrán disminuirse en un 50%.

** Algunas de las formaciones rocosas más comunes contienen capas de lutita. Cuando no es intemperizada, la lutita verdadera no esta peor que en otras rocas estratificadas. Sin embargo, la palabra pizarra se aplica muchas veces a sedimentos arcillosos muy compactos que todavía no adquieren las propiedades de la roca. Ésta mal llamada lutita puede comportarse en un túnel como una roca comprimida y aún expansiva. Si una formación consiste en una secuencia de capas horizontales de arenisca o caliza y de lutita inmadura, la excavación del túnel se complica muchas veces con una compresión progresiva de la roca en ambos lados del túnel, provocando un movimiento descendente del techo. Además, una baja resistencia al deslizamiento en los límites entre la tal lutita y la roca, probablemente reducirá mucho la capacidad de apuntalar que tiene la roca encima del techo. Por lo tanto, en esta clase de formaciones, la presión sobre el techo puede ser tan grande como en una formación muy fracturada en bloques.

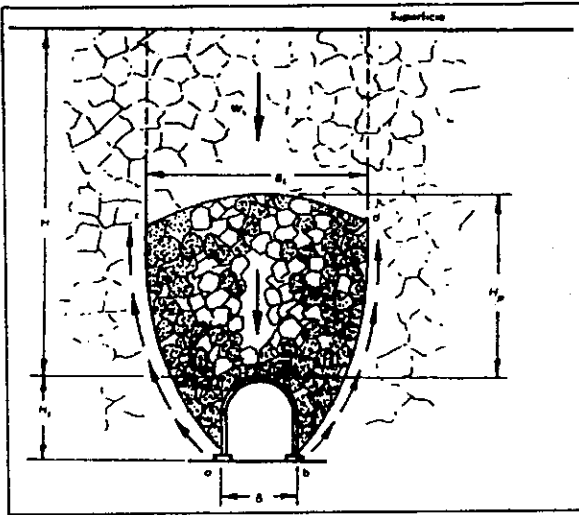


figura. III-1. diagrama simplificado que representa el movimiento de roca suelta hacia un túnel y la transferencia de la carga a la roca circundante.

Desde el punto de vista de la ingeniería, el conocimiento del tipo de irregularidad en la roca y su intensidad pueden ser más importantes que el tipo de roca que se pueda encontrar. Por lo tanto, durante la exploración, hay que dar especial atención a las características que presente la roca. El informe geológico deberá contener una descripción detallada de dichas características observadas en términos geológicos.

También deberá mencionar la roca defectuosa en términos de túneles, como por ejemplo: roca en bloques, junteada, roca que se comprime o expande.

Terzaghi procede con la definición de estos términos de túneles como sigue:

- *Roca inalterada*: no tiene fisuras ni ramaleos. Por lo tanto, cuando se rompe, lo hace a través de la roca sana. Debido al daño que se hace a la roca con explosivos, puede caer del techo desgajes de roca varias horas o varios días después de la voladura. Esta condición se llama desprendido. La roca dura, inalterada, también puede verse afectada por la separación espontánea y violenta de láminas de roca de las paredes o del techo.
- *Roca estratificada*: esta constituida por capas unitarias con poca o ninguna resistencia a la separación a lo largo de las juntas entre estratos. La capa puede haberse debilitado o no debido a fracturas transversales. Los desprendidos son comunes en este tipo de rocas.

- *Roca medianamente fisurada:* tiene fisuras y ramaleos pero los bloques entre las juntas están soldados o están íntimamente embonados a tal grado que las paredes verticales no necesitan refuerzo. En rocas de este tipo, se pueden encontrar a la vez el desprendido o el desplazamiento.
- *Roca agrietada en bloques:* es una roca químicamente inalterada o casi inalterada, cuyos fragmentos se encuentran totalmente separados unos de otros y no embonan. Esta clase de roca puede necesitar soporte lateral en las paredes.
- *Roca triturada pero químicamente sana:* tiene la apariencia de ser producto de trituradora. Si los fragmentos, en su mayoría o todos, son del tamaño de arena y no ha habido recementación, la roca triturada que esta abajo del nivel de las aguas freáticas tiene las propiedades de una arena saturada.
- *Roca comprimida:* avanza lentamente en el túnel sin aumento perceptible de volumen. Un prerrequisito de compresión es un porcentaje elevado de partículas microscópicas o sub-microscópicas de micas o minerales arcillosos de poca expansibilidad.
- *Roca expansiva:* avanza básicamente en el túnel debido a su propia expansión. La capacidad de esponjamiento parece estar limitada a las rocas que contienen minerales arcillosos como la montmorillonita, con una alta capacidad de expandirse.

El concepto usado por Terzaghi para estimar la carga de roca transmitida a los marcos de acero para el soporte de un túnel se ilustra en el diagrama simplificado de la figura III-1. Durante la construcción del túnel habrá algún relajamiento de la cohesión de la formación rocosa arriba y en los lados del túnel. La roca suelta dentro del área $a c d b$ tenderá a irrumpir en el túnel. A este movimiento se opondrán las fuerzas de fricción a lo largo de los límites laterales $a c$ y $b d$ y estas fuerzas de fricción transfieren la parte más importante del peso de la carga de roca W_1 al material de los lados del túnel. El techo y los lados del túnel no tienen que soportar mas que el resto de la carga que equivale a una altura H_p . El ancho B_1 de la zona de la roca donde existe el movimiento, dependerá de las características de la roca y de las dimensiones H_1 y B del túnel.

Terzaghi realizó muchas pruebas de maqueta, utilizando arena sin cohesión para estudiar la forma de lo que él llamaba "el arco del suelo" encima del túnel. Con base en estas pruebas y en su experiencia en túneles con refuerzo de marco de acero, propuso una escala de valores de cargas de roca señalada en la tabla III-1. Las notas al pie de la misma y que acompañaban el artículo original se incluyen para complementario.

Expertos señalan que estos criterios han sido empleados extensamente durante un largo tiempo y han resultado correctos, aunque un poco conservadores, para los túneles con marcos de acero. Por otro lado se ha estimado que la clasificación de Terzaghi era demasiado general para permitir una evaluación objetiva de la calidad de la roca y que no proporciona la información cuantitativa sobre sus propiedades. Se recomienda que se limite su uso para túneles con refuerzo de marcos de acero.”¹

Carga de roca de Protodiakonov.

“La teoría de Protodiakonov fue desarrollada para materiales granulares. Sin embargo, ha sido aplicada en rocas con resultados favorables. Esta teoría supone el desarrollo de un arco parabólico de material suelto por encima de la excavación que gravitará sobre los soportes que se instalen en el interior de la cavidad. Las principales limitaciones de esta teoría son:

- La altura del arco parabólico del material suelto, obtenida mediante la fórmula propuesta por Protodiakonov, varía en función lineal del claro de la excavación cuando, en realidad, esta variación puede ser mucho más intensa.
- Los coeficientes de resistencia de la tabla III-2 son imprecisos y sólo pueden seleccionarse dentro de intervalos demasiado amplios.

Con base en mediciones de las presiones entre la roca y los ademes, efectuadas en la ex Unión Soviética, se han derivado los principios generales que se resumen a continuación.

- a) La hipótesis básica en el cálculo de las cargas sobre los ademes supone el desarrollo del llamado *arqueado* sobre la excavación. Entre el arco y la excavación queda comprendido el material suelto que tendrá que ser sostenido por completo por los soportes del túnel.
- b) Cuando la obra subterránea se construye en rocas sedimentarias sueltas donde el ángulo de fricción interna es menor de 40° y el espesor del techo es menor de dos veces y media la dimensión del claro, los ademes deberán ser diseñados con la carga total debida al espesor del techo hasta la superficie del terreno.
- c) En terrenos formados por varios estratos, solo deberán tomarse en cuenta en el cálculo de las cargas las propiedades físicas de los estratos inmediatamente arriba del túnel.

El peso del material suelto que se apoya sobre los soportes se estima por medio de la fórmula:

¹Hoek, E., Brown, E.T. Op. cit. pp.22-24

$$C = (2/3) B H \gamma$$

donde:

C = carga vertical total

γ = peso volumétrico del material

B = anchura del túnel

H = B / 2f ; altura de la zona de desprendimiento

f = coeficiente de resistencia; en rocas

$$f = \sigma_c / 100$$

donde:

σ_c = resistencia a la compresión no confinada del material del techo²

En la siguiente tabla se proporcionan los coeficientes de resistencia f de quince formaciones diferentes.

² Comisión Federal de Electricidad. Op. cit., Tomo B.3.5.

Tabla III-3

CATEGORÍA	GRADO DE RESISTENCIA	DESCRIPCIÓN	PESO VOL. EN kg./m ³	σ_c EN kg./cm ²	f
I	el más alto	Rocas sanas de resistencia excepcionalmente alta, como cuarcita densa, basalto y otras	2800	2000	20
			3000		
II	muy alto	Granito sano, cuarzo porfirita y areniscas y calizas altamente resistentes	2600	1500	15
			2700		
III	alto	Granito y materiales similares. Areniscas y calizas muy resistentes. Cuarcita y conglomerados consolidados.	2500	1000	10
			2600		
III a	alto	Calizas, granitos intemperizados. Arenisca consolidada y mármol. piritas.	2500	800	8
IV	moderado	Arenisca normal.	2400	600	6
IVa	moderado	Areniscas arcillosas.	2300	500	5
V	medio	Pizarras arcillosas. Areniscas y calizas de menor resistencia. Conglomerados sueltos	2400	400	4
			2800		
Va	medio	Varias pizarras y esquistos. Mármol compacto.	2400	300	3
			2600		
VI	moderadamente blando (loose)	Lutitas blandas y calizas muy blandas, yeso, terreno congelado. Mármol común. Arenisca fracturada, grava y boleos cementados, suelo petrificado.	2200	200	2
			2600	150	
VIa	moderadamente blando	Terreno de grava. Lutitas fracturadas y fiuradas, gravas y boleos compactados, arcilla consolidada.	2200	----	1.5
			2400		
VII	blando (loose)	Arcilla compactada. Terreno arcilloso. Basalto cohesivo.	2000	----	1
			2200		
VIIa	blando (loose)	Barro suelto, loose, grava.	1800	----	0.8
			2000		
VIII	suelos	Suelos con materia vegetal, turbas, barro suave y arena húmeda.	1600	----	0.6
			1800		
IX	suelos granulares	Arena, grava fina.	1400	----	0.5
			1600		
X	suelos plásticos	Terreno limoso, loose "modificado" y otros suelos en condición líquida.	----	----	0.3

Carga de roca de Bello.

El presente método, se basa en la hipótesis de que un arco de forma parabólica se genera naturalmente en la masa de roca, especialmente cuando dicha masa es uniforme, esto es, cuando tiene el mismo número y orientación de fisuras y fracturas por unidad de volumen. La disposición del arco de carga en relación con la excavación se muestra en la figura III-2. "Se considera que la presión por arriba del arco de carga es distribuida por este elemento hacia los lados de la excavación y un arco similar, como el mostrado en la figura III-2 con respecto a la ubicación de la excavación, es el mecanismo con el que los esfuerzos son redistribuidos bajo la excavación. El arco que de manera natural se genere en la masa de roca para estabilizar la excavación, es aquel en el cual el trabajo de deformación producida por los esfuerzos inducidos es un mínimo. Para simplificar el modelo matemático que represente el comportamiento señalado, se considera que los esfuerzos son uniformes en

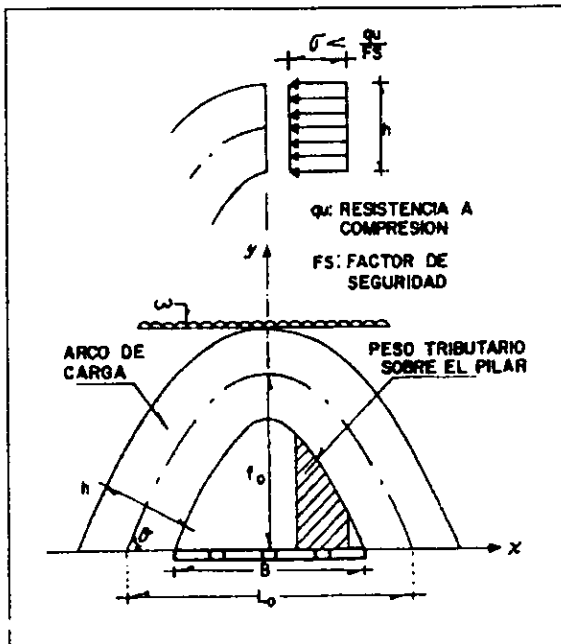


figura III-2. Conceptos fundamentales del método simplificado de A. Bello.

todo el espesor del arco de roca, tal y como lo muestra la figura III-2. Las características geométricas del arco de roca, obtenidas con este modelo matemático, son linealmente dependientes del ancho de la excavación, ya que a mayor dimensión de la excavación subterránea, mayor será la zona en que se presente la redistribución de esfuerzos provocada por la oquedad.³

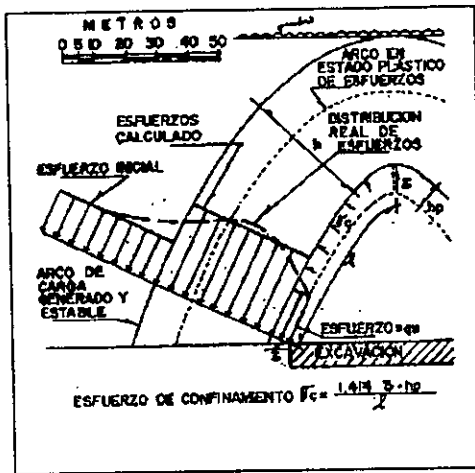


figura III-3. Mecanismo de estabilidad supuesto para la condición de esfuerzos plásticos perimetrales.

A fin de que el arco de roca generado de manera natural en la masa del subsuelo, sea efectivamente el mecanismo estabilizador de la excavación, los máximos esfuerzos inducidos en su espesor no deben exceder la resistencia a la compresión de la masa rocosa en ninguna sección. La ubicación crítica en una masa uniforme puede identificarse en la sección donde el arco de carga es tangente a la abertura. En los casos en que los esfuerzos en el arco tangente a la excavación excedan la resistencia de la masa de roca y esta tenga características de comportamiento plástico, es decir, sea capaz de tolerar esfuerzos ligeramente menores que los de falla a costa de una deformación mayor, entonces, un nuevo

³ Bello Maldonado, Arturo A., Et. al. Tópicos de Geotécnia. México, UNAM, ENEP Acatlán., 1987, p.170

arco de carga será generado sobre el arco en estado plástico, en una posición también definida por la condición de que el trabajo de deformación inducido en él sea un mínimo y que los esfuerzos generados ya no excedan la resistencia a compresión de la masa rocosa, la cual, por otro lado, se incrementa conforme el nuevo arco se aleja del perímetro de la excavación, debido al confinamiento que se produce por la oposición de las deformaciones que presentará el arco debido a que trabaja a base de esfuerzos plásticos. La figura III-3 muestra las condiciones correspondientes para este caso.

Las ecuaciones que determinan la geometría del arco de carga de acuerdo con la figura III-2 y con el principio del trabajo de deformación mínimo son las siguientes:

$$L_0 = 1.5 B$$

$$\theta = 67.65^\circ \Rightarrow L_0 = \tan \theta = 2.432$$

$$f_0 = 0.912 B$$

$$h = 0.462 B$$

$$f_0 - h/2 = 0.681 B$$

$$\text{min. } W = 1.7836 (w^2/E) B^2$$

donde:

B = ancho de la excavación.

w = carga total estimada del arco.

E = módulo de elasticidad del material

En el caso de una excavación circular, se presenta la siguiente deducción de las ecuaciones arriba presentadas y se muestra como apoyo la figura III-4.

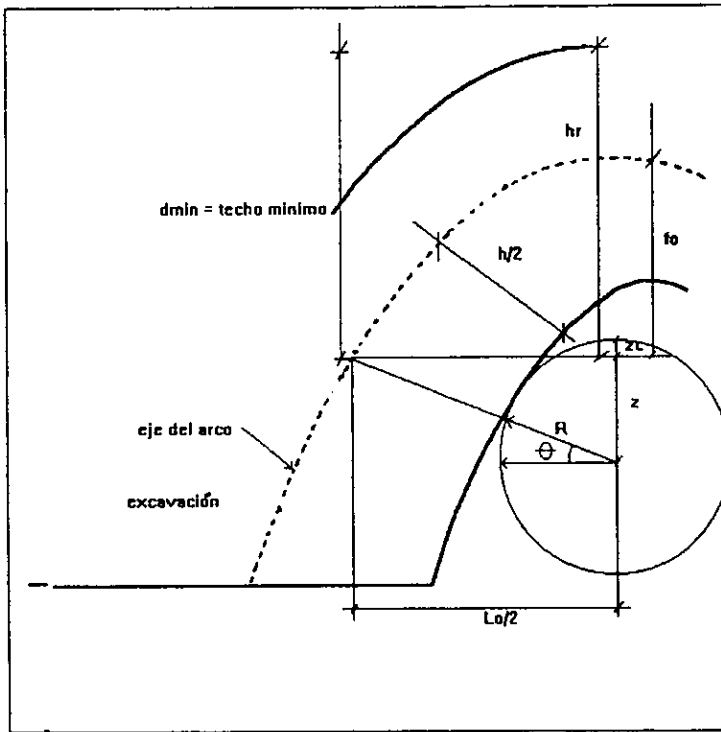


figura III-4. Modificación de las ecuaciones del arco de roca de A. Bello para una excavación circular

$$\text{sen } \theta = (L_c/2)/(R + h/2) ; \text{sen } \theta = (1.5B/2)/(R + 0.462B/2) = (0.75B)/(R + 0.231B)$$

$$\Rightarrow 0.925 = (0.75B)/(R + 0.231B) ; B = 1.727 R$$

En función del diámetro: $B = 1.727 (D/2)$; $B = 0.863 D$

Modificando expresiones:

$$f_o = 0.912 B \Rightarrow 0.787 D$$

$$h = 0.462 B \Rightarrow 0.40 D$$

$$L_c = 1.5 B \Rightarrow 1.3 D$$

Para determinar el valor de z y z_c :

$$\tan \theta = (f_o/2) / (z) = (f_{30}/2) / (z) = (0.65D) / (z)$$

$$\tan 67.65 = (0.65D) / (z)$$

$$z = 0.267 D$$

$$\Rightarrow z_c = R - z ; z_c = (D/2) - 0.267 D$$

$$z_c = 0.233D$$

Para calcular el techo mínimo de material sobre la excavación d_{min} .

$$d_{min} = f_o + h/2 - z_c ; d_{min} = 0.787D + 0.20 D - 0.233 D$$

$$d_{min} = 0.754 D$$

La altura del material sobre el techo de la excavación h_R , será:

$$h_R = d_{min} - z ; h_R = 0.754 D - 0.267 D$$

$$h_R = 0.487 D$$

La ecuación de la parábola para dibujar el arco completo es:

$$y - f_o = - N x^2$$

donde:

$$N = (4f_o) / (L_o^2)$$

$$\Rightarrow y - 0.787D = - \{ (4 \cdot 0.787D) / (1.3D)^2 \} x^2$$

La ecuación de la parábola será:

$$y = -(1.867/D)x^2 + 0.787 D$$

III.2 ROCK QUALITY DESIGNATION (RQD). EL ÍNDICE DE CALIDAD DE ROCA DE DEERE.

"Deere propuso un índice cualitativo de la calidad de la roca basado en la recuperación de núcleos con perforación de diamante. Se llama el sistema Rock Quality Designation (RQD) índice de calidad de la roca; se ha usado en todas partes y se ha comprobado que es muy útil en la clasificación del macizo rocoso para la selección de refuerzo en túneles.

El RQD se define como el porcentaje de núcleos que se recuperan en piezas enteras de 100 mm o más, del largo total del barreno. Por lo tanto:

$$RQD(\%) = 100 \times (\Sigma \text{ long. de núcleos mayores de 100 mm}) / (\text{largo del barreno})$$

Deere propuso la siguiente relación entre el valor numérico RQD y la calidad de la roca desde el punto de vista en ingeniería:

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

El criterio de refuerzos empleando el RQD tiene limitaciones en el caso de que haya fracturas con rellenos delgados de arcilla o de material intemperizado. Este caso puede presentarse en el subsuelo donde la infiltración o la intemperización hayan producido arcilla, lo que reduce la resistencia a la fricción a lo largo de los planos de fractura."⁴

A parte de esta limitación, el RQD no toma en cuenta otros factores como las clasificaciones que se mencionarán posteriormente, como por ejemplo, la orientación de las fisuras o la presencia de agua, lo que también tiene su importancia para el comportamiento de la roca alrededor de una obra subterránea. En la tabla III.1 se presentan las recomendaciones de soporte utilizando el índice RQD.

⁴ Hoek, E., Brown, E.T. Op. cit. pp.26-27

Tabla III.4. Recomendaciones para los sistemas de soporte utilizando el índice RQD.⁵

CALIDAD DE LA ROCA	MÉTODO CONSTRUCTIVO	MARCOS METÁLICOS	ANCLAS	CONCRETO LANZADO
EXCELENTE RQD > 90	A Perforadora integral	Ninguno o ligero carga de roca (0 a 0.2) B	Ninguna	Ninguno o aplicaciones locales
	B Convencional	Ninguno o ligero carga de roca (0 a 0.3) B	Ninguna	Ninguno o aplicación local 5 a 7.5 cm
BUENA 75 < RQD < 90	A Perforadora integral	Ocasionalmente marcos ligeros colocados entre 1.5 y 2.0 m carga de roca (0 a 0.4) B	Ocasionalmente anclas separadas a 1.5 o 2.0 metros c a c *	Aplicación local ocasional: 5 a 7.5 cm
	B Convencional	Marcos colocados a 1.5 o 2.0 m carga de roca (0.3 a 0.6) B	Plantilla de anclas separadas a 1.5 o 2.0 metros c a c	Aplicación local ocasional: 5 a 7.5 cm
REGULAR 50 < RQD < 75	A Perforadora integral	Marcos ligeros a medianos colocados 1.5 o 2.0 m carga de roca (0.4 a 1) B	Plantilla de anclas de 1.2 a 2.0 m, c a c	5 a 10 cm en la clave
	B Convencional	Marcos ligeros a medianos con 1.2 a 1.5 m carga de roca (0.6 a 1.3) B	Plantilla de anclas de 0.9 a 1.5 m, c a c	10 cm o más en la clave y paredes, combinado con anclas
MALA 25 < RQD < 50	A Perforadora integral	Marcos circulares medianos separados de 0.9 a 1.2 m carga de roca (1 a 1.6) B	Plantilla de anclas de 0.9 a 1.5 m, c a c	10 a 15 cm en la clave y paredes, combinado con anclas
	B Convencional	Marcos medianos a pesados colocados de 0.6 a 1.2 m carga de roca (1.3 a 2.0) B	Plantilla de anclas de 0.6 a 1.2 m, c a c	15 cm o más en la clave y paredes, combinado con anclas
MUY MALA RQD < 25	A Perforadora integral	Marcos circulares medianos a pesados colocados a 0.6 m carga de roca (1.6 a 2.2) B	Plantilla de anclas de 0.6 a 1.2 m	15 cm o más en toda la sección combinado con marcos medianos
	B Convencional	Marcos circulares pesados a 0.6 m carga de roca (2 a 2.6) B	Plantilla de anclas de 0.9 m, c a c	15 cm o más en toda la sección combinado con marcos medianos o pesados
MUY MALA (Roca que fluye o expansiva)	A Perforadora integral	Marcos circulares muy pesados a 0.6 m carga de roca > 7.5 m	Plantilla de anclas de 0.6 a 0.9 m, c a c	15 cm o más combinado con marcos medianos
	B Convencional	Marcos circulares muy pesados a 0.6 m carga de roca > 7.5 m	Plantilla de anclas de 0.4 a 0.6 m, c a c	15 cm o más combinado con marcos medianos

* centro a centro

Este índice de uso muy generalizado, quizá por su fácil obtención, hay que considerarlo con ciertas reservas, ya que, además de los factores antes mencionados, influyen factores ajenos a la calidad de la roca, como son la mecánica del sondeo y la pericia del perforista que lo ejecuta, que pueden producir roturas en la muestra que no sean debidas a la calidad y fracturación de la roca.

⁵ Asociación Mexicana de Ingeniería de Túneles y Obras Subterráneas. A.C., Curso Víctor Hardy 1995. México, 1995.p.45.

Por esta razón, es conveniente que el levantamiento del sondeo para la determinación del índice se haga durante la ejecución, procurando, dentro de lo posible, que no contemple las roturas que pueden ser producidas por la perforación.

III.3 CLASIFICACIÓN CSIR DE LOS MACIZOS ROCOSOS FISURADOS

Después de haber analizado el método del índice RQD, es importante hacer notar que no existe una clasificación sencilla que pueda dar una idea exacta del comportamiento de la roca que rodea una excavación. Por lo tanto, "puede ser necesaria alguna combinación de los factores como el RQD y la influencia de rellenos arcillosos y de la meteorización.

El CSIR (Consejo de África del Sur para la Investigación Científica e Industrial) propuso una clasificación, la cual es muy apta para usarse en el diseño preliminar de excavaciones subterráneas.

Bieniawski, principal autor de este método, aconseja que una clasificación de un macizo rocoso fisurado debe:

1. - Dividir el macizo en grupos de comportamiento parecido
2. - Proporcionar una buena base para la comprensión de las características del macizo
3. - Facilitar la planeación y el diseño de estructuras en la roca al proporcionar datos cuantitativos que se necesitan para la solución de problemas de ingeniería, y
4. - Proporcionar una base común de comunicación efectiva para todas las personas interesadas en un problema de geomecánica

Este propósito se logra con este método ya que la clasificación es sencilla y significativa en sus términos y se apoya en parámetros que se dejan medir y pueden establecerse en el campo de manera rápida y económica.

Para cumplir con estos requisitos, Bieniawski propuso originalmente que su clasificación geomecánica comprendiera los siguientes parámetros:

1. - RQD (índice de calidad de la roca)
2. - Grado de la intemperización.
3. - Resistencia a la compresión uniaxial de la roca intacta
4. - Distancia entre sí de fisuras y estratificación
5. - Orientaciones del rumbo y echado
6. - Separación de las fisuras
7. - Continuidad de las fisuras
8. - Infiltraciones de aguas subterráneas

Después de lograr algo de experiencia en la aplicación práctica de la Clasificación de Geomécanica, Bieniawski modificó su sistema, eliminando el grado de intemperización e incluyendo la separación y la continuidad de las fisuras en un nuevo parámetro: el estado de las fisuras. Además, eliminó de la lista de parámetros básicos la orientación del rumbo y el echado y sus efectos se toman en cuenta con un ajuste a la clasificación después de evaluar los parámetros básicos.

Finalmente los cinco parámetros básicos de la clasificación quedaron como sigue:

- 1- Resistencia de la roca inalterada. Bieniawski emplea la clasificación de la resistencia a la compresión uniaxial de la roca que se señala en la Tabla III.4.
2. - RQD (Índice de calidad de la roca según Deere).
3. - Espaciamiento de fisuras, el término fisura se utiliza para toda clase de discontinuidades como las fisuras, fallas, planos de estratificación y otros planos de debilidad, se muestra en la Tabla III.5.
4. - El estado de las fisuras. Este parámetro toma en cuenta la separación o abertura de las fisuras, su continuidad, la rugosidad de su superficie, el estado de las paredes (duras o blandas) y la presencia de relleno en las fisuras.
5. - Condiciones del agua subterránea. Se hace un intento de medir la influencia del flujo de aguas subterráneas sobre la estabilidad de excavaciones en términos del caudal observado que penetra en la excavación, y de la relación que existe entre la presión del agua en las fisuras y el esfuerzo general principal, o con alguna observación cualitativa general relacionada con el agua subterránea.

Tabla III.4. Clasificación de la roca inalterada.

DESCRIPCIÓN	RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN UNIAxIAL (Kg./cm ²)	EJEMPLOS DE ROCA CARACTERÍSTICA
RESISTENCIA MUY BAJA	10-250	yeso, sal de roca
RESISTENCIA BAJA	250-500	carbón, limonita, esquistos
RESISTENCIA MEDIA	500-1000	arenisca, pizarra, lutita
RESISTENCIA ALTA	1000-2000	mármol, granito, gneis
RESISTENCIA MUY ALTA	>2000	cuarcita, dolomita, gabbro, basalto

Tabla III.5. Clasificación para el espaciamiento de fisuras.

DESCRIPCIÓN	ESPACIAMIENTO DE FISURAS	APRECIACIÓN DE LA ROCA
MUY SEPARADO	$> 3m$	sólida
SEPARADO	$1m a 3m$	masiva
MEDIANAMENTE CERCA	$0.3m a 1.0m$	bloques juntados
CERCA	$50mm a 300mm$	fracturada
MUY CERCA	$< 50mm$	triturada y molida

La forma en que estos parámetros han sido incorporados a la clasificación CSIR, se muestran en la parte A de la tabla III.6. Bieniawski aplicó una serie de "valuaciones de importancia" de sus parámetros. Cierta número de puntos o una valuación se otorga a cada serie de valores de cada parámetro y se llega a una valuación general del macizo al sumarse la valuación de cada uno de los parámetros. Esta valuación general necesita un ajuste por el concepto de la orientación de las fisuras que se logra cuando se aplican las correcciones que señala la parte B de la Tabla III.6. En la Tabla III.7 se da una explicación de los términos descriptivos usados para este fin. La parte C de la Tabla III.6 muestra la clasificación y la descripción del macizo rocoso según las varias valuaciones. La parte D de la Tabla III.6, da una interpretación de estas valuaciones en términos de tiempo sostén para las excavaciones subterráneas y los parámetros de resistencia del macizo rocoso.

Bieniawski ha relacionado su valuación del macizo rocoso (o marcador total de valuación del macizo) con el tiempo de soporte de un claro activo sin ademe, cuya relación de referencia se señala en la figura III.5.

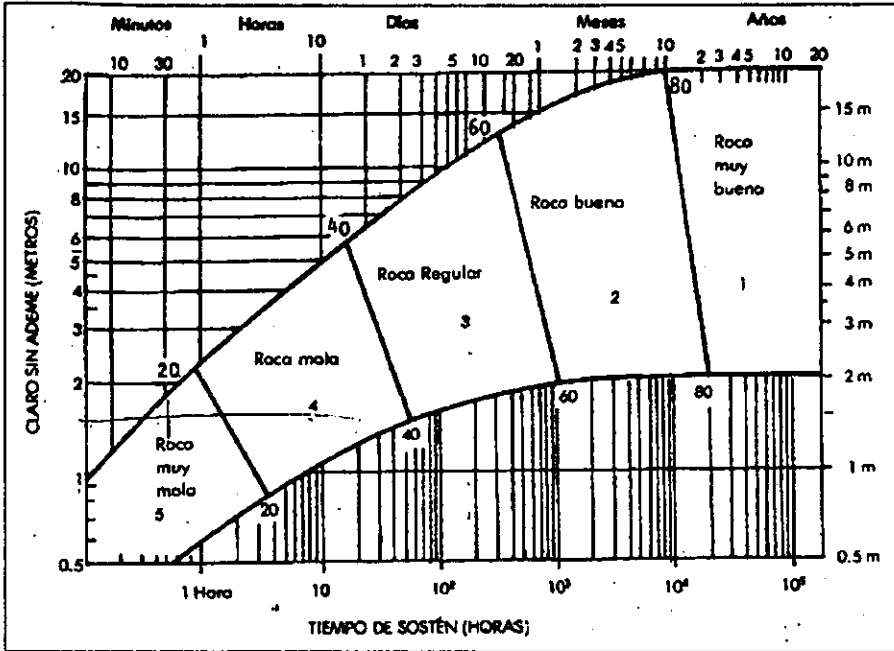


Figura. III-5. relación entre el tiempo de sostén de un claro de una excavación sin ademe y la clasificación geomecánica CSIR propuesta por Bieniawski.

Con base en su clasificación geomecánica, Bieniawski propuso también una guía para la elección del tipo de ademe en excavaciones subterráneas.

Estas recomendaciones son para túneles que tengan un claro de aproximadamente 10 metros y se excaven en roca con el sistema de barrenación y voladuras a profundidades menores de 1000 metros bajo terreno natural. En la tabla III.8 se muestran las recomendaciones sobre el soporte necesario para mantener estable al tipo de roca encontrado con la clasificación CSIR.⁶

⁶ Hock, E., Brown, E.T., Op. cit., pp.29-35.

Tabla III.6.A. Clasificación geomecánica CSIR de macizos de roca fisurada
Clasificación de los parámetros y su evaluación.

1	PARAMETRO		ESCALA		DE VALORES				
	RESISTENCIA DE LA ROCA	INDICE DE LA CARGA DE PUNTA (MPa)	> 8	4-8	2-4	1-2	.	.	.
ALTERADA	RESISTENCIA A COMP. UNIAxIAL (MPa)	> 200	100-200	50-100	25-50	10-25	3-10	1-3	
VALUACION		15	12	7	4	2	1	0	
2	CALIDAD DE CORAZONES RQD (%)		90-100	75-90	50-75	25-50	< 25		
	VALUACION		20	17	13	8	3		
3	ESPACIAMIENTO DE JUNTAS (m)		> 3m	1-3m	0.3-1m	5-30 cm	< 5 cm		
	VALUACION		30	25	20	10	5		
4	ESTADO DE LAS FISURAS		Superficies muy rugosas, sin continuidad, sin separación. Paredes de roca dura.	superficies muy rugosas, separación < 1mm Paredes de roca dura	superficies muy rugosas, separación < 1mm Paredes de roca suave.	superficies pulidas o relleno < 5mm fisuras abiertas 1-5 mm continuas	relleno blando < 5 mm o fisura abierta < 5 mm	fisura contin.	
	VALUACION		25	20	12	6	0		
5	AGUAS SUBTERRANEAS	cantidad de infiltración por metro de túnel	ninguna	< 25 l/m	25-125 l/m	> 125 l/m			
		relación presión de agua en la fisura / Esfuerzo principal Mayor	cero	0.0-0.2	0.2-0.5	> 0.5			
		situación General	totalmente seco	solo humedo	ligera presión de agua	seco prob. de agua			
VALUACION		10	7	4	0				

* Para esta escala tan baja se prefiere la prueba de la resistencia a la compresión uniaxial.

Tabla III.6.B. Ajuste en la valuación por la orientación de fisuras

ORIENTACION DE RUMBO Y ECHADO DE LAS FISURAS		MUY FAVORABLE	FAVORABLE	REGULAR	DESFAVORABLE	MUY DESFAVORABLE
valuación	túneles	0	-2	-5	-10	-12
	cimentaciones	0	-2	-7	-15	-25
	caludes	0	-5	-25	-50	-60

Tabla III.6.C. Clasificación de rocas según el total de valuación

VALUACIÓN	10-51	50-61	60-71	70-81	>80
CLASIFICACIÓN	I	II	III	IV	V
DESCRIPCIÓN	muy buena roca	Buena roca	roca regular	roca mala	roca muy mala

Tabla III.6.D. Significado de la clasificación del macizo rocoso

CLASIFICACIÓN	I	II	III	IV	V
TIEMPO MEDIO DE SOSTÉN	10 para claro de 5 m	6 meses para claro de 4m	1 semana para claro de 3m	5 horas para claro de 15m	10 minutos para claro de 0.5m
COHESIÓN DE LA ROCA	> 300 Kg Pa	200-300 Kg Pa	150-200 Kg Pa	100-150 Kg Pa	<150 Kg Pa
ÁNGULO DE FRICCIÓN DE LA ROCA	>45°	40°-45°	35°-40°	30°-35°	<30°

Tabla III.7. El efecto del rumbo y el echado de las fisuras en los túneles

Rumbo perpendicular al eje del túnel				Rumbo paralelo al eje del túnel		Echado de 0°-20° independiente del rumbo
Penetración en el sentido del rumbo		Penetración contra el rumbo		del túnel		
Echado 45°-90°	Echado 20°-45°	Echado 45°-90°	Echado 20°-45°	Echado 45°-90°	Echado 20°-45°	
Muy favorable	Favorable	Regular	Desfavorable	Muy desfavorable	Regular	Desfavorable

Tabla III.B. Anclaje recomendado utilizando la clasificación CSIR.

CLASE DEL MACIZO ROCOSO	EXCAVACIÓN	ADEME		
		ANCLAS (DIAM 20mm ADHESIÓN TOTAL)	CONCRETO LANZADO	MARCOS DE ACERO
ROCA MUY BUENA I (RMR 81-100)	SECCIÓN COMPLETA. PROGRESIONES DE 100 METROS	GENERALMENTE EXCEPTO ALGUNAS	NO SE NECESITA ANCLAS PARA	ADEME REFUERZO LOCAL
ROCA BUENA II (RMR 61-80)	SECCIÓN COMPLETA. PROGRESIONES DE 1.0-1.5 m REFUERZO TOTAL A 20 m DEL FRENTE.	ANCLAS LOCALES EN LA CLAVE DE 3m. DE LARGO Y ESPACIAMIENTO DE 2.5m. CON MALLA OCASIONAL	50 mm. EN LA CLAVE DONDE FUERA NECESARIO	NO
ROCA REGULAR III (RMR 41-60)	MEDIA SECCIÓN Y BANQUEO PROGRESIONES DE 1.5 A 3.0 m EN LA MEDIA SECCIÓN. ALGUNOS REFUERZOS DESPUÉS DE CADA VOLADURA. REFUERZOS COMPLETOS A 10m DEL FRENTE.	ANCLAS SISTEMÁTICAS DE 4m. DE LARGO, ESPACIAMIENTO DE 1.5 A 2m EN LA CLAVE Y EN LAS TABLAS CON MALLA EN LA CLAVE	50-100 mm EN LA CLAVE, 30mm EN LAS TABLAS	NO
ROCA MALA IV (RMR 21-40)	MEDIA SECCIÓN Y BANQUEO PROGRESIONES DE 1.0 A 1.5 m EN LA MEDIA SECCIÓN. HAY QUE INSTALAR LOS REFUERZOS CONFORME EL AVANCE, A 10 m DEL FRENTE.	ANCLAS SISTEMÁTICAS DE 4 A 5 m DE LARGO ESPACIAMIENTO 1 A 1.5 m EN LA CLAVE Y EN LAS TABLAS, CON MALLA.	100 A 150 mm EN LA CLAVE Y 100 mm EN LAS TABLAS	MARCOS LIGEROS, SEPARADOS 1.5 m, DONDE HAGAN FALTA.
ROCA MUY MALA V (RMR 20)	ETAPAS MÚLTIPLES. AVANCES DE 0.50 A 1.5 m EN LA MEDIA SECCIÓN. INSTALACIÓN DE LOS REFUERZOS CONFORME AL AVANCE. CONCRETO LANZADO A LA BREVEDAD DESPUÉS DE LAS VOLADURAS.	ANCLAS SISTEMÁTICAS DE 5 A 6 m DE LARGO, ESPACIAMIENTO DE 1 - 1.5 m EN LA CLAVE Y EN LAS TABLAS, CON MALLA. ANCLAS EN LA PLANTILLA.	150 A 200 mm EN LA CLAVE, 150 mm EN LAS TABLAS Y 50 mm EN EL FRENTE	MARCOS MEDIANOS A PESADOS ESPACIAMIENTO 0.75m CON ESTACAS Y JALLA DE ARDILLA DONDE SE NECESITEN.

III.4 ÍNDICE DE CALIDAD DE TÚNELES (NGI)

"Basándose en una gran cantidad de casos tipo de estabilidad en excavaciones subterráneas, Barton, Lien y Lunde del Instituto Geotécnico de Noruega, propusieron un índice para determinar la calidad del macizo en túneles. El valor numérico de este índice Q se define por:

$$Q = RQD/J_n + J_r/J_a + J_w/SRF$$

Donde:

RQD= es el índice de calidad de la roca de Deere

J_n = es el número de sistemas de fisuras

J_r = es el número de la rugosidad de las fisuras

J_a = es el número de la alteración de las fisuras

J_w = es el factor de reducción por agua en las fisuras

SRF = es factor de reducción por esfuerzos (Stress Reduction Factor)

Para entender el significado de los parámetros que integran el índice Q, es necesario desglosar cada uno de los cocientes. Como en el método anterior se utiliza el término fisura para toda clase de discontinuidad.

El primer cociente (RQD/ J_n), que representa la estructura del macizo es una medida rudimentaria del tamaño de los bloques o de las partículas con dos valores extremos (100/0.5 y 10/20) con un factor de diferencia de 400. Si se interpreta el cociente en unidades de centímetros, los tamaños de "partículas" de 200 a 0.5 cm se pueden apreciar como aproximaciones gruesas pero bastante realistas. Probablemente los bloques más grandes tendrían varias veces ese tamaño y los fragmentos chicos menos de la mitad (partículas de arcilla, desde luego, no se toman en cuenta).

El segundo cociente (J_r/J_a) representa la rugosidad y las características de la fricción de las paredes de las fisuras o de los materiales de relleno. Este cociente se inclina a favor de las juntas rugosas e inalteradas que se encuentran en contacto directo.

Cuando las fisuras tienen recubrimientos y rellenos arcillosos delgados se reduce notablemente su resistencia. Sin embargo, el contacto de las paredes después de un ligero desplazamiento por el esfuerzo cortante puede ser muy importante y salvar la excavación de un colapso.

Donde no haya contacto de paredes, la situación para la estabilidad de un túnel se presenta de manera muy desfavorable.

Los "ángulos de fricción" que señala la tabla III.9 están un poco por debajo de los valores de resistencia residual de la mayoría de las arcillas y es posible que hayan sido rebajados por la tendencia que tienen estos lentes de arcilla o rellenos de consolidarse durante el esfuerzo cortante. Y esto sucede por lo menos cuando los lentes se consolidan normalmente o cuando hubo ablandamiento o expansiones de los mismos. También puede intervenir aquí el factor de la presión de expansión de la montmorilonita.

El tercer cociente (J_w/SRF) consiste en dos parámetros de fuerzas. SRF es un valor de:

- 1) La carga que se disipa en el caso de una excavación dentro de una zona de fallas y de roca empacada en arcilla;
- 2) Los esfuerzos de una roca competente, y
- 3) Las cargas compresivas en rocas plásticas incompetentes.

Se puede considerar como un parámetro total de esfuerzos. En cuanto al parámetro J_w se trata de una medición de la presión del agua que tiene un efecto negativo en la resistencia al esfuerzo cortante de las fisuras debido a la reducción en el esfuerzo efectivo normal. El agua puede causar además, un ablandamiento de las arcillas e incluso posiblemente su lavado. El cociente (J_w/SRF) es un factor empírico complicado que describe las "fuerzas activas".

Se ve ahora que la calidad Q de roca para túneles puede considerarse como una función de solo tres parámetros que son medidas aproximadas de:

1. El tamaño de los bloques (RQD/J_n)
2. La resistencia al esfuerzo cortante entre bloques (J_r/J_a)
3. Los esfuerzos activos (J_w/SRF).

Sin lugar a dudas se podrían incluir otros parámetros para mejorar la precisión de esta clasificación. Uno de ellos sería la orientación de las fisuras. Pero a pesar de que existen registros de muchos casos que incluyen la información necesaria sobre la orientación estructural con relación al eje de la excavación, nunca fue este parámetro tan importante. Los parámetros J_n , J_a y J_r parecen tener un papel más importante que el de la orientación, ya que la cantidad de fisuras determina el grado de libertad de movimiento para los bloques.

La gran cantidad de información que contiene la tabla III.9 puede hacer pensar que el índice de calidad de túneles (NGI) es complejo y que será difícil emplearlo para el análisis de problemas prácticos. Esto dista mucho de ser cierto, puesto que las instrucciones son claras y sencillas, y la tabla III.9 es también fácil de emplear una vez que se ha familiarizado con ella. Aun antes del valor de Q , el proceso para determinar los factores que se necesitan para su valuación, concentran la

atención del proyectista sobre algunos aspectos importantes que se olvidan fácilmente durante una investigación de campo.

Para poder relacionar su Índice de Calidad de Túneles Q con el comportamiento de una excavación subterránea y con las necesidades de ademe de la misma, se creó un elemento cualitativo adicional que llamaron "La dimensión equivalente D_e " de la excavación: esta dimensión se obtiene de dividir el ancho, diámetro o altura de la excavación por una cantidad llamada "relación de soporte de la excavación" (ESR: Excavation Support Ratio).

Por lo que:

$$D_e = (\text{Ancho de la excavación, diámetro o altura (m)}) / (\text{relación de soporte de la excavación ESR})$$

La relación de soporte de la excavación ESR tiene que ver con el uso que se pretende dar a la excavación y hasta dónde se le puede permitir cierto grado de inestabilidad. Barton da los siguientes valores supuestos para ESR:

TIPO DE EXCAVACIÓN	ESR
A. Excavaciones mineras provisionales	3 - 5
B. Excavaciones mineras permanentes, túneles de conducción de agua para obras hidroeléctricas (con la excepción de las cámaras de alta presión para compuertas), túneles piloto (exploración), excavaciones parciales para cámaras subterráneas grandes.	1.6
C. Cámaras de almacenamiento, plantas subterráneas para el tratamiento de aguas, túneles carreteros y ferrocarriles pequeños, cámaras de alta presión, túneles auxiliares.	1.3
D. Casas de máquinas, túneles carreteros y ferrocarrileros mayores, refugios de defensa civil, portales y cruces de túnel.	1.0
E. Estaciones nucleoelectricas subterráneas, estaciones de ferrocarril, instalaciones para deportes y reuniones, fábricas.	0.8

La relación entre el índice de calidad de túneles Q y la dimensión equivalente D, de una excavación que se sostendrá sin ademe se ilustra en la figura III.6.

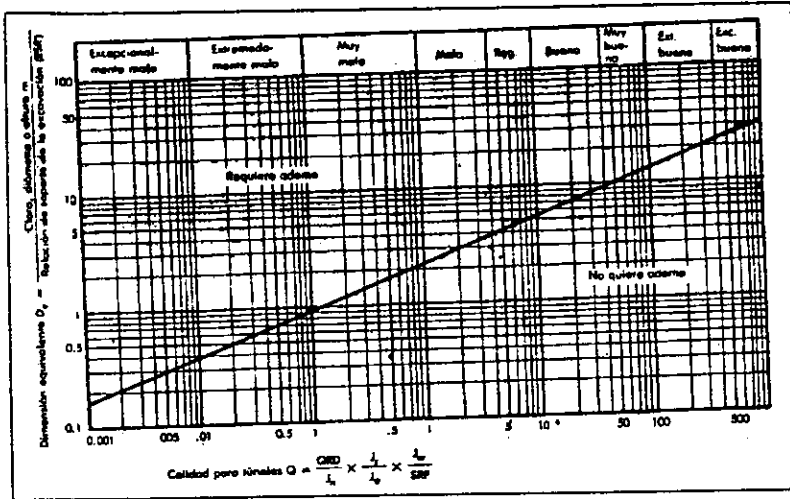


Figura. III-6. relación entre la dimensión equivalente máxima D, de una excavación subterránea sin ademe y del índice Q de la calidad para túneles (NGI).

Barton propuso, en base a la determinación de su índice de calidad de túneles Q, los sistemas de soporte que se indican en la tabla III.10.⁷ En la figura III-7, se muestra un método empírico para determinar la presión sobre el sistema de soporte, a partir de la obtención del índice de calidad Q, del sistema de clasificación geomecánica NGI. La zona rayada representa los valores estimados por Barton, para los diversos casos de túneles analizados con su clasificación geomecánica. Observaciones empíricas en túneles, han indicado que estas previsiones están sobredimensionadas de un 50 a un 100%.

La presión sobre el techo del túnel se determina mediante la siguiente ecuación⁸:

$$P = (2 (J_n^{1/2})) / (Q^{1/3} 3J)$$

⁷ Hoek, E., Brown, E.T., Op. cit. pp. 36-43

⁸ Asociación Mexicana de Ingeniería de Túneles y Obras Subterráneas, A.C. Op. cit. pp.52-53

De esta expresión se deduce que, cuanto menor sea el número de familias de juntas existentes en el macizo, mayor sea la rugosidad de estas y más alto el índice de calidad conjunto de la roca (Q), menor será la presión sobre el techo del túnel, y por consiguiente, menor será el sostenimiento que se deberá colocar en el túnel.

Para el caso corriente de tres familias de juntas en el macizo (J. = 9) la expresión queda de la siguiente manera:

$$P = 2 / (Q^{1/3} J)$$

Esta es la expresión representada en la figura III-3.

Teniendo en cuenta que, en general, las paredes de una excavación son más estables que el techo, se recomienda utilizar una calidad de roca superior a la del techo. La modificación de Q se hace de la siguiente manera:

Para $Q > 10$.	Se emplea el valor $5 Q$.
Para $0.10 < Q < 10$.	Se emplea el valor $2.5 Q$.
Para $Q < 0.10$.	Se emplea el valor de Q .

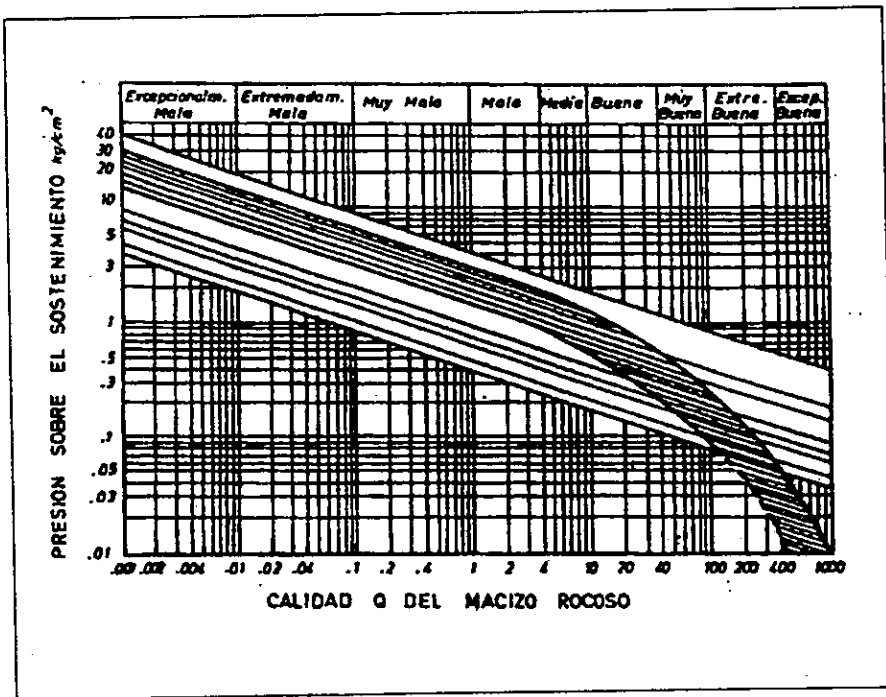


figura III-7

También se define para el valor de Q, la distancia al frente sin revestir es la siguiente:

$$F = 2 Q^{0.66}$$

donde:

F = distancia al frente sin revestir, en metros.

Para el diseño del sostenimiento a base de anclas, se calcula el espaciado del anclaje a partir de la presión P y la carga de trabajo de cada ancla. La longitud de los anclajes se obtiene con la expresión:

$$L = 2 + (0.15B/ESR) \text{ para el techo.}$$

Tabla III.9. Clasificación de los parámetros individuales empleados en el Índice de Calidad de Túneles (NG)

DESCRIPCIÓN	VALOR	NOTAS
1. INDICE DE CALIDAD DE LA ROCA	RQD	1. DONDE RQD SE REPORTA O ES MEDIDO COMO SIENDO <10 (INCLUSIVE 0) SE LE OTORGA UN VALOR NOMINAL DE 10 APLICABLE A Q
A. MUY MALA	0-25	2. INTERVALOS DE 5 PARA RQD, O SEA 100, 95, 90, ETC. SON SUFICIENTEMENTE PRECISOS.
B. MALA	25-50	
C. REGULAR	50-75	
D. BUENA	75-90	
E. EXCELENTE	90-100	

DESCRIPCIÓN	VALOR	NOTAS
2. NUMERO DE SISTEMAS DE FISURAS.	Jn	
A. MASIVO, SIN O CON POCAS FISURAS	0.5-1.0	1. PARA CRUCES EN TÚNELES UTILIZAR (3Jn)
B. UN SISTEMA DE FISURAS	2	
C. UN SISTEMA DE FISURAS + UNA AISLADA	3	2. PARA PORTALES UTILIZAR (2Jn)
D. DOS SISTEMAS DE FISURAS	4	
E. DOS SISTEMAS DE FISURAS + UNA AISLADA	6	
F. TRES SISTEMAS DE FISURAS	9	
G. TRES SISTEMAS DE FISURAS + UNA AISLADA	12	
H. CUATRO O MAS SISTEMAS DE FISURAS, FISURACIÓN INTENSA, ETC	15	
I. ROCA TRITURADA, TERREGAL	20	

DESCRIPCIÓN	VALOR	NOTAS
3. NUMERO DE RUGOSIDAD DE LAS FISURAS	Jr	
a) CONTACTO EN LAS PAREDES	4	1. AÑADE 1.0 SI EL ESPACIAMIENTO MEDIO DEL SISTEMA DE JUNTAS ES MAYOR DE 3m.
b) CONTACTO EN LAS PAREDES ANTES DE UN QZALLEO DE 10cm		
A. FISURAS SIN CONTINUIDAD		
B. RUGOSAS O IRREGULARES, CORRUGADAS		
C. SUAVES, CORRUGACIÓN SUAVE		
D. RELIZ DE FALLA, O SUPERFICIE DE FRICCIÓN ONDULACIÓN		
E. RUGOSAS O IRREGULARES PERO PLANAS		
F. LISAS Y PLANAS		
G. RELIZ DE FALLA O SUPERFICIE DE FRICCIÓN PLANO		
c) SIN CONTACTO DE ROCA DESPUES DE UN QZALLEO DE 10cm		
H. ZONA G E CONTIENE MINERALES ARCILLOSOS DE ESPESOR SUFICIENTE PARA IMPEDIR EL CONTACTO DE PAREDES		
I. ZONA ARENOSA, DE GRAVA O ROCA TRITURADA DE ESPESOR SUFICIENTE PARA IMPEDIR EL CONTACTO DE PAREDES	1.0	

4. NÚMERO DE ALTERACIÓN DE LAS JUNTAS	α	ϕ (APROXIMADO)
a) CONTACTO EN LAS PAREDES DE ROCA		
A. RELLENO SOLDADO. DURO. INABLANDABLE. IMPERMEABLE.	0.75	
B. PAREDES INALTERADAS, SOLO CON MANCHAS DE SUPERFICIE.	1.0 (25°-35°)	1. LOS VALORES DE ϕ . EL ÁNGULO DE FRICCIÓN RESIDUAL SE INDICA COMO GUÍA APROXIMADA DE LAS PROPIEDADES MINERALÓGICAS DE LOS PRODUCTOS DE ALTERACIÓN, SI ES QUE ESTÁN PRESENTES
C. PAREDES LIGERAMENTE ALTERADAS, CON RECUBRIMIENTOS DE MINERALES INABLANDABLES, PARTÍCULAS ARENOSAS, ROCA TRITURADA SIN ARCILLA.	2.0 (25°-30°)	
D. RECUBRIMIENTOS LIMOSOS O ARENO-ARCILLOSOS, PEQUEÑAS PARTÍCULAS DE ARCILLA (INABLANDABLE)	3.0 (20°-25°)	
E. RECUBRIMIENTOS ABLANDABLES O CON ARCILLA DE BAJA FRICCIÓN O SEA CAOLINITA O MICA, TAMBIÉN CLORITA, TALCO, YESO O GRAFITO, ETC., Y PEQUEÑAS CANTIDADES DE ARCILLAS EXPANSIVAS (RECUBRIMIENTOS SIN CONTINUIDAD DE 1-2 mm DE ESPESOR O MENOS)	4.0 (8°-16°)	
b) CONTACTO EN LAS PAREDES ANTES DE UN CIZALLEO DE 10 cm		
F. PARTÍCULAS ARENOSAS, ROCA DESINTEGRADA.	4.0 (25°-30°)	
G. RELLENOS DE MINERALES ARCILLOSOS MUY CONSOLIDADOS E INABLANDABLES (CONTINUOS < 5mm DE ESPESOR)	6.0 (16°-24°)	
H. RELLENOS DE MINERALES ARCILLOSOS DE CONSOLIDACIÓN MEDIA O BAJA (CONTINUOS < 5 mm DE ESPESOR)	8.0 (8°-16°)	
J. RELLENOS DE ARCILLAS EXPANSIVAS, O SEA MONTMORILONITA (CONTINUOS < 5 mm DE ESPESOR); EL VALOR α DEPENDE DEL PORCENTAJE DE PARTÍCULAS EXPANSIVAS Y DEL ACCESO AL AGUA.	8.0-12.0 (6°-12°)	
c) SIN CONTACTO DE LAS PAREDES DESPUÉS DEL CIZALLEO.		
K. ZONAS O CAPAS DE ROCA Y ARCILLA DESINTEGRADA		
L. O TRITURADA (VÉASE G, H Y J PARA	6.0	
M. CONDICIONES DE ARCILLAS)	8.0	
N. ZONAS O CAPAS DE ARCILLAS LIMOSAS O ARENOSA,	8.0-12.0 (6°-24°)	
PEQUEÑAS FRACCIONES DE ARCILLA (INABLANDABLE)	5.0	
Q. ZONAS O CAPAS GRUESAS		
P. DE ARCILLA (VÉASE G, H Y J	10.0-13.0	
R. PARA LAS CONDICIONES DE ARCILLAS)	13.0-20.0 (6°-24°)	

5. FACTOR DE REDUCCIÓN POR AGUA EN LAS FISURAS.	Jw	PRESIÓN APROXIMADA DEL AGUA (Kg/cm ²)	
A. EXCAVACIÓN SECA O Poca INFILTRACION < 5 lit/ min. LOCALMENTE.	1.0	1.0	1. LOS FACTORES C A F SON ESTIMACIONES APROXIMADAS. AUMENTAR Jw SI EXISTEN DRENES
B. INFILTRACION O PRESIÓN MEDIANAS CON LAVADO OCASIONAL DE LOS RELLENOS	0.66	1.0-2.5	
C. GRAN INFILTRACION O PRESIÓN ALTA EN ROCA COMPETENTE CON JUNTAS SIN RELLENO.	0.50	2.5-10.0	2. LOS PROBLEMAS ESPECIALES CAUSADOS POR LA PRESENCIA DE HIELO NO SE TOMAN EN CONSIDERACIÓN
D. GRAN INFILTRACION A PRESIÓN ALTA. LAVADO IMPORTANTE DE LOS RELLENOS	0.33		
E. INFILTRACION O PRESIÓN EXCEPCIONALMENTE ALTAS CON VOLADURAS. DISMINUYENDO CON EL TIEMPO	0.2 - 1.0	10	
F. INFILTRACION O PRESIÓN EXCEPCIONALMENTE ALTAS EN TODO MOMENTO	0.1 - 0.05	10	

B. FACTOR DE REDUCCIÓN DE ESFUERZOS		SFR	
a)	ZONAS DE DEBILIDAD QUE INTERSECAN LA EXCAVACIÓN Y QUE PUEDEN SER LA CAUSA DE QUE EL MAGZO SE DESESTABLECE CUANDO SE CONSTRUYE EL TÚNEL		1. REDUZCANSE ESTOS VALORES SFR DE 25-50% SI LAS ZONAS DE FRACTURAS SOLO INTERESAN PERO NO CRUZAN LA EXCAVACIÓN.
A	MÚLTIPLES ZONAS DE DEBILIDAD QUE CONTENGAN ARCILLA O ROCA QUÍMICAMENTE DESINTEGRADA. ROCA CIRCUNDANTE MUY SUELTA (CUALQUIER PROFUNDIDAD)	10.0	2. PARA UN CAMPO VIRGEN DE ESFUERZOS FUERTEMENTE ANISOTRÓPICO (SI SE MIDE): CUANDO $5 \leq \sigma_1/\sigma_3 \leq 10$, REDUZCANSE σ_c A $0.8\sigma_c$ Y σ_t A $0.8\sigma_t$. CUANDO $\sigma_1/\sigma_3 > 10$, REDUZCANSE σ_c Y σ_t A $0.6\sigma_c$ Y $0.6\sigma_t$. DONDE σ_c = FUERZA COMPRESIVA NO CONFINADA, Y σ_t = FUERZA DE TENSIÓN (CARGA DE PUNTA) Y σ_1 Y σ_3 SON LAS FUERZAS MAYORES Y MENORES PRINCIPALES.
B.	ZONAS DE DEBILIDAD AISLADAS QUE CONTENGAN ARCILLA O ROCA QUÍMICAMENTE DESINTEGRADA (PROFUNDIDAD DE EXCAVACIÓN < 50m)	5.0	
C.	ZONAS DE DEBILIDAD AISLADAS QUE CONTENGAN ARCILLA O ROCA QUÍMICAMENTE DESINTEGRADA (PROFUNDIDAD DE EXCAVACIÓN > 50m)	2.5	
D.	MÚLTIPLES ZONAS DE FRACTURAS EN ROCA COMPETENTE (SIN ARCILLA). ROCA CIRCUNDANTE SUELTA. (CUALQUIER PROFUNDIDAD)	7.5	3 HAY POCOS CASOS REPORTADOS DONDE EL TECHO ABAJO DE LA SUPERFICIE SEA MENOR QUE EL ANCHO DEL CLARO. SE SUGIERE QUE EL SFR SEA AJUSTADO DE 2.5 A 5 PARA ESTOS CASOS (VÉASE H)
E.	ZONAS DE FRACTURAS AISLADAS EN ROCA COMPETENTE (SIN ARCILLA) (PROFUNDIDAD DE EXCAVACIÓN < 50m)	5.0	
F.	ZONAS DE FRACTURAS AISLADAS EN ROCA COMPETENTE (SIN ARCILLA) (PROFUNDIDAD DE EXCAVACIÓN > 50m)	2.5	
G.	FISURAS ABIERTAS SUELTAS, FISURACIÓN INTENSA (CUALQUIER PROFUNDIDAD)	5.0	
b)	ROCA COMPETENTE, PROBLEMAS DE ESFUERZOS		
	σ_c/σ_t $\sigma_c/(\sigma_1)^{1/2}$		
H.	ESFUERZO BAJO, CERCA DE LA SUPERFICIE	>200 >13	2.5
I.	ESFUERZO MEDIANO	200-10 13-0.6	1.0
J.	ESFUERZO GRANDE, ESTRUCTURA MUY CERRADA (FAVORABLE PARA LA ESTABILIDAD, PUEDE SER DESFAVORABLE PARA LA ESTABILIDAD DE LAS TABLAS)	10-5 0.60-0.33	0.5-2
K.	DESPRENDIDO MODERADO DE LA ROCA (MASIVA)	5-2.5 0.33-0.16	5-10
L.	DESPRENDIDO MODERADO DE LA ROCA (MASIVA)	<2.5 <0.16	10-20
c)	ROCA COMPRESIVA, FLUJO PLÁSTICO DE ROCA INCOMPETENTE BAJO LA INFLUENCIA DE PRESIONES ALTAS DE LA ROCA		5-10
M.	PRESIONES COMPRESIVAS MODERADAS		10-20
N.	PRESIONES COMPRESIVAS ALTAS		
d)	ROCA EXPANSIVA, ACCIÓN QUÍMICA EXPANSIVA DEPENDIENDO DE LA PRESENCIA DE AGUA		5-10
O.	PRESIONES COMPRESIVAS MODERADAS		10-20
P.	PRESIONES COMPRESIVAS ALTAS		

Tabla III-10. Ademe recomendado con base en el índice *Q* de calidad NGI.

calidad <i>Q</i> del macizo rocoso	equivalente de dimension claro/ESP	tamaño de los bloques ROD/Jr	resistencia entre bloques Jr/Ja	presión de soporte aprox. p MPa	refuerzos locales con varillas cementadas sin tensar	varillas cementadas sin tensar en cuadrícula indicada	anclas tensadas en cuadrícula indicada	malla de espalones fijada a las anclas y puntos intermedios	concreto lanzado aplicado directamente sobre la roca, espesor indicado	concreto lanzado reforzado con malla soldada, espesor indicado	arco de concreto colado, sin armar, espesor indicado	arco de concreto armado colado, espesor indicado
1-0,4	15-58			0,225			1m					30mm-1m
0,4-0,1	1-3,1	>5	>0,25	0,3		1m		20-300mm				
0,4-0,1	1-3,1	≤ 5	>0,25	0,3		1m			50mm			
0,4-0,1	1-3,1		≤ 0,25	0,3			1m		50mm			
0,4-0,1	2,2-6	≥5		0,3			1m		25-50mm			
0,4-0,1	2,2-6	<5		0,3					50-75mm			
0,4-0,1	2,2-6			0,3			1m		50-75mm			
0,4-0,1	4-14,5	>4		0,3			1m		50-125mm			
0,4-0,1	4-14,5	4 ≥ 1,5		0,3					75-250mm			
0,4-0,1	4-14,5	<1,5		0,3			1m			200-400mm		
0,4-0,1	4-14,5			0,3			1m					300-500mm
0,4-0,1	20-34			0,3			1m		40-600mm			
0,4-0,1	11-20			0,3			1m		200-400mm			
0,4-0,1	11-34			0,3			1m					400mm-1,2m
0,1-0,01	1-3,9	≥2		0,6			1m		25-50mm			
0,1-0,01	1-3,9	<2		0,6					50-100mm			
0,1-0,01	1-3,9			0,6					75-150mm			
0,1-0,01	2-11	>2	>0,25	0,6			1m		50-75mm			
0,1-0,01	2-11		≤ 0,25	0,6					150-250mm			
0,1-0,01	2-11			0,6			1m					200-600mm
0,1-0,01	15-28			0,6			1m		300mm-1m			
0,1-0,01	15-28			0,6			1m					600mm-2m
0,1-0,01	6,5-15			0,6			1m		200-750mm			
0,1-0,01	6,5-15			0,6			1m					400mm-1,5m
0,01-0,001	1-2			1,2					100-200mm			
0,01-0,001	1-2						0,5-1m		100-200mm			
0,01-0,001	1-6,5			1,2					200-600mm			
0,01-0,001	1-6,5			1,2			0,5-1m		200-600mm			
0,01-0,001	10-20			1,2								1m-3m
0,01-0,001	10-20			1,2			1m					1m-3m
0,01-0,001	4-10			1,2					700mm-2m			
0,01-0,001	4-10			1,2			1m		700mm-2m			

Tabla III-10. Ademe recomendado con base en el índice *Q* de calidad NGI.

calidad <i>Q</i> del macizo rocoso	equivalente de dimension claro/ESR	tamaño de los bloques RQD/Lr	resis tenica entre bloques Jr/Ln	presion de soporte aprox. p MPa	refuerzos locales con varillas cementadas sin temear	varillas cementadas sin temear en cuadrícula indicada	anclas temeadas en cuadrícula indicada	malla de celosones fijada a las anclas y puntos intermedios	concreto lanzado aplicado directamente sobre la roca, espesor indicado	concreto lanzado reforzado con malla soldada, espesor indicado	arco de concreto colado, sin armar, espesor indicado	arco de concreto armado colado, espesor indicado
10-4	20-29			0.10			1-2m			100-150mm		
10-4	12-20			0.10			1-1,5m			50-100mm		
10-4	35-52			0.10			1-2m			200-250mm		
10-4	24-35			0.10			1-2m			100-200mm		
4-1	2.1-6.5	≥ 12.5	≤ 0.75	0.15	1m				20-30mm			
4-1	2.1-6.5	<12.5	≤ 0.75	0.15					20-30mm			
4-1	2.1-6.5		>0.75	0.15	1m							
4-1	4.5-11.5	>10	<30 >1	0.15	1m			√				
4-1	4.5-11.5	≤ 10	>1	0.15					25-75mm			
4-1	4.5-11.5	<30	≤ 1	0.15	1m				25-50mm			
4-1	4.5-11.5	≥ 30		0.15	1m							
4-1	15-24			0.15			1-1,5m			100-150mm		
4-1	8-15			0.15			1-1,5m			50-100mm		
4-1	30-46			0.15			1-1,5m			150-300mm		
4-1	18-30			0.15			1-1,5m			100-150mm		
1-0,4	1,5-4,2	>10	>0,5	0,225	1m			√				
1-0,4	1,5-4,2	≤ 10	>0,5	0,225	1m					50mm		
1-0,4	1,5-4,2		≤ 0,5	0,225	1m					50mm		
1-0,4	3,2-7,5			0,225			1m			50-75mm		
1-0,4	3,2-7,5			0,225	1m				25-50mm			
1-0,4	12-18			0,225			1m			75-100mm		
1-0,4	6-12			0,225			1m			50-75mm		
1-0,4	12-18			0,225			1m				200-400mm	
1-0,4	6-12			0,225			1m			100-200mm		
1-0,4	30-38			0,225			1m			300-400mm		
1-0,4	20-30			0,225			1m			20-300mm		
1-0,4	15-20			0,225			1m			150-200mm		

Tabla III-10. Ademe recomendado con base en el índice *Q* de calidad NGL.

Calidad <i>Q</i> del macizo rocoso	equivalente de dimension claro/FESR	Carriño de los bloques ROD/Jr	resistencia entre bloques Jr/Ja	presión de soporte apro. p/MPa	refuerzos locales con varillas cementadas sin tensar	varillas cementadas sin tensar en cuadrícula indicada	anclas tensadas en cuadrícula indicada	mallas de estribos fijada a las anclas y puntos intermedios	concreto lanzado aplicado directamente sobre la roca, espesor indicado	concreto lanzado reforzado con malla soldada, espesor indicado	arco de concreto colado, sin armaz. espesor indicado	arco de concreto armado colado, espesor indicado
1000-400	20-100			< 0,001	✓							
400-100	12-88			0,005	✓							
100-40	8,5-19	≥ 20		0,025	✓							
100-40	8,5-19	< 20		0,025		2,5-3m						
100-40	14-30	≥ 30		0,025		2-3m						
100-40	14-30	< 30		0,025		1,5-2m		✓				
100-40	23-72	≥ 30		0,025			2-3m					
100-40	23-72	< 30		0,025			1,5-2m	✓				
40-10	5-14	≥ 10	≥ 1,5	0,05	✓							
40-10	5-14	≥ 10	< 1,5	0,05		1,5-2m						
40-10	5-14	< 10	≥ 1,5	0,05		1,5-2m						
40-10	5-14	≤ 10	< 1,5	0,05		1,5-2m			20-30mm			
40-10	15-23	≥ 10		0,05		1,5-2m	✓					
40-10	15-23	< 10		0,05		1,5-2m		50-100mm				
40-10	9-15			0,05		1,5-2m		✓				
40-10	15-40	> 10		0,05		1,5-2m	✓					
40-10	15-40	≤ 10		0,05		1,5-2m			50-100mm			
40-10	30-65	> 15		0,05		1,5-2m	✓					
40-10	30-65	≤ 15		0,05		1,5-2m			100-150mm			
10-4	3,5-9	> 30		0,10	✓							
10-4	3,5-9	≥ 10 ≤ 30		0,10		1-1,5m						
10-4	6-9	< 10		0,10		1-1,5m			20-30mm			
10-4	< 6	< 10		0,10					20-30mm			
10-4	10-15	> 5		0,10			1-1,5m	✓				
10-4	7-10	> 5		0,10		1-1,5m		✓				
10-4	10-15	≤ 5		0,10			1,1,5m		20-30mm			
10-4	7-10	≤ 5		0,10		1-1,5m			20-30mm			

ANÁLISIS Y DISEÑO.

El diseño del anclaje para la estabilización de túneles puede tener dos vertientes:

- a) Como un sistema de refuerzo.
- b) Para estabilizar zonas locales tales como bloques producto de la intersección de una o varias discontinuidades o rocas estratificadas.

Para el diseño del anclaje como sistema de refuerzo se pueden seguir estos dos criterios:

- Cuando el material inestable es una parte suelta o desprendible de un macizo competente en el techo de un túnel (fig. III.8), se estima el peso del material suelto a partir de su geometría y de su peso volumétrico en forma directa o indirectamente mediante los métodos de Terzaghi, Protodiakonov y Bello, vistos en este capítulo. El cociente del peso del material suelto entre la capacidad de una barra es el número de anclas necesarias para la estabilización. Las anclas se distribuyen, generalmente, según un patrón uniforme en el techo del túnel. El espaciamiento no debe ser mayor que la mitad de la longitud de las anclas.
- A partir de las clasificaciones de calidad de los macizos rocosos, empleando los criterios descritos en los incisos III.2. a III.4. de este capítulo. De acuerdo con estos criterios el primer paso es determinar los parámetros que influyen en la estabilidad de la excavación subterránea; con base a estos valores se determina la calidad de la roca y finalmente se selecciona el tipo de soporte en función de la calidad del macizo.

En el caso en que el diseño del anclaje sea para reforzar zonas locales de inestabilidad se pueden seguir los siguientes procedimientos.

- El anclaje para soportar o evitar el colapso del estrato o estratos que se desprenden (techo inmediato) de los estratos superiores (techo principal) se puede diseñar, para ambos casos de la fig. III.10, con la ayuda de la ecuación³:

$$W_d = (\gamma \tau B L) / (n_1 + 1) (n_2 + 1)$$

donde:

W_d = carga de diseño de las anclas

B = claro o ancho de la excavación

³ Comisión Federal de Electricidad., Op. cit. Tomo B.3.2.

L = longitud de la excavación

t = espesor del techo inmediato

γ = peso volumétrico de la roca

n_1 = numero de anclas distribuidas en el claro

n_2 = numero de anclas distribuidas longitudinalmente.

En rocas estratificadas con inclinaciones diferentes a las anclas se orientan según la inclinación de los estratos como se muestra en la fig. III.11. Las cargas de diseño se estiman por alguno de los procedimientos descritos anteriormente.

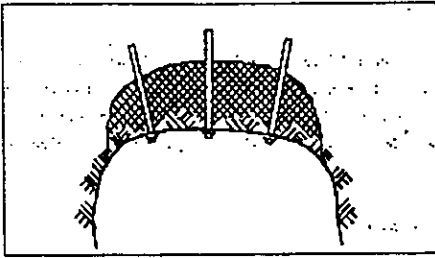


Figura. III-8. material relajado en la bóveda del túnel.

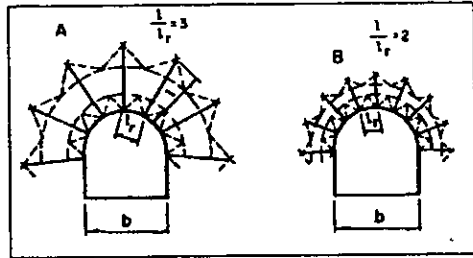


Figura. III-9. arco estructural formado por la propia roca relajada por medio de anclas tensadas.

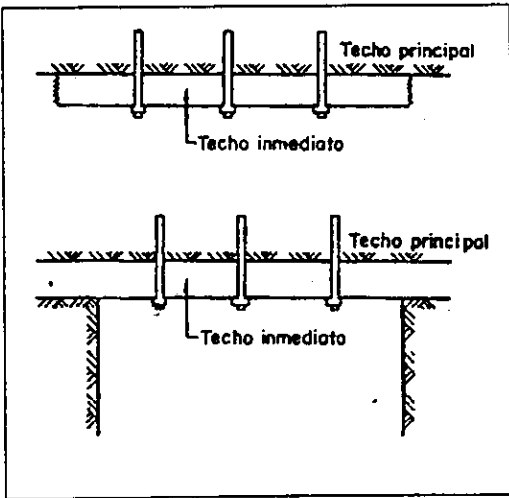


Figura. III-10. anclaje en roca estratificada.

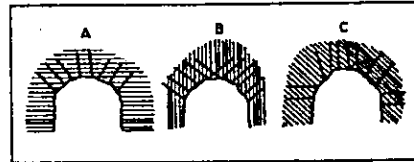


Figura. III-11. anclaje con orientación adecuada a varias direcciones de discontinuidades. A horizontal, B vertical, C inclinada.

- Por medio de los métodos estereográficos (representaciones gráficas de la estructura geológica del macizo) con las cuales se forman redes y se determinan los posibles bloques o cuñas inestables, ya sean a punto de caer o de deslizarse, que puedan existir a lo largo del trazo del túnel.

Un ejemplo sencillo se ilustra en el croquis de la figura III.12 que muestra una cuña de roca que cae del techo de una excavación en roca fisurada. "Una línea vertical que atraviesa el vértice de la cuña tiene que caer dentro de la base de la misma para que el debilitamiento pueda producirse sin fricción, cuando menos sobre uno de los planos de fisuras. Esta verificación cinemática, es muy útil para prever las caídas potenciales del techo. Una condición adicional que tendrá que tomarse en cuenta para que la cuña se pueda deslizar, es que el plano o línea de intersección sobre la cual se deslice, tenga una inclinación mayor que la del ángulo de fricción. Esta condición se cumplirá, si cuando menos una parte de la fisura de intersección, cae dentro de un círculo que se logra al descontar la circunferencia exterior de la red, la cantidad de divisiones que corresponden al ángulo de fricción (figura III-14). El método estereográfico, también se puede emplear para una apreciación mucho más detallada de la forma y el volumen de cuñas potencialmente inestables."¹⁰

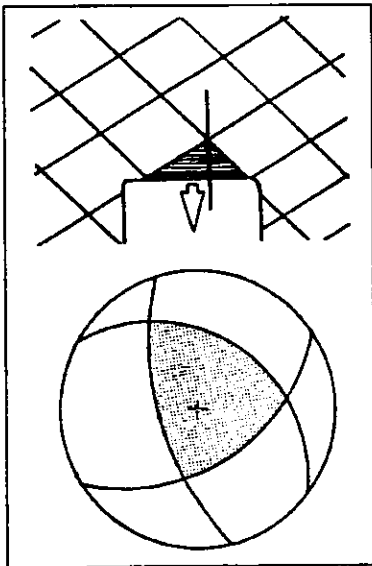


figura III-12.

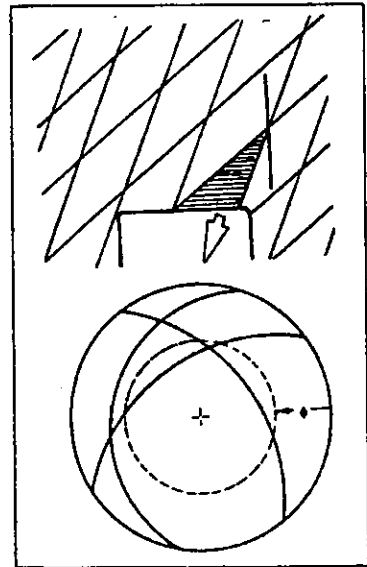


figura III-13

¹⁰ Hoek, E., Brown, E.T., Op. cit. pp.224-225

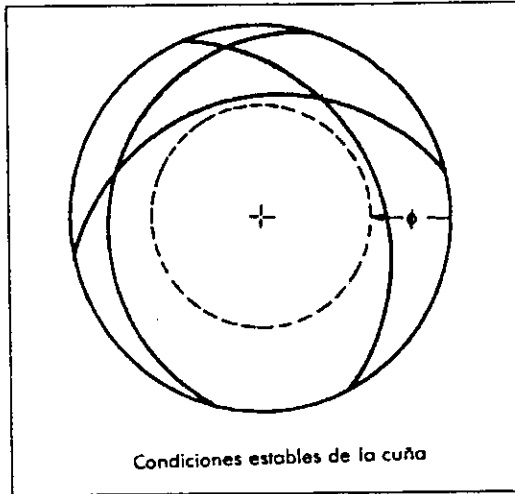


figura III-14

Para calcular el factor de seguridad de un bloque o cuña contra su deslizamiento en un plano único se utiliza la ecuación¹¹:

$$F = (cA + (W \cos \psi + T \cos \theta) \tan \varphi) / (W \sin \psi - T \sin \theta)$$

donde:

W= peso de la cuña o bloque.

T= carga en las anclas o cables.

A= área de la base de la superficie de deslizamiento.

ψ = echado de la superficie de deslizamiento.

θ = ángulo entre el buzamiento del ancla o cable y la normal de la superficie de deslizamiento.

c= resistencia de cohesión de la superficie de deslizamiento.

φ = ángulo de fricción de la superficie de deslizamiento.

De lo anterior se deduce que la carga que deberán soportar las anclas o cables se determina como:

$$T = (W(F \sin \psi - \cos \psi \tan \varphi) - cA) / (\cos \theta \tan \varphi + F \sin \theta)$$

Dependiendo del daño que llegara a causar el bloque o cuña si llegara a caer o si se cementaron o no las anclas o cables se utilizara un factor de seguridad entre 1.5 y 2.

Para el caso en que el bloque o cuña sea producto de dos intersecciones se pueden utilizar las ecuaciones arriba descritas para obtener una aproximación de la carga de refuerzo necesaria.

¹¹ Hoek, E., Brown, E.T., Op. cit. p.293

Para ello debe sustituirse el buzamiento de la línea de intersección en lugar del echado ψ del plano de deslizamiento. Esta solución no considera la acción del acunamiento entre dos planos y la respuesta será conservadora, es decir, esta solución da un factor de seguridad más bajo que el obtenido si se realizara un análisis de cuña completa (considerando los dos planos). Como apoyo se presentan las figuras III.15 y III.16.

Las siguientes reglas empíricas proporcionan un criterio útil para el largo de las anclas y el espaciamiento en cuñas y/o bloques y diferentes anchos de túnel:¹²

Largo mínimo del ancla:

El mayor de:

- a) Dos veces el espaciamiento entre las anclas.
- b) Tres veces el ancho de bloques de roca potencialmente inestables, definidos por la separación media de las fisuras en el macizo rocoso.
- c) Para claros menores de 6 metros, el largo del ancla será la mitad del claro. Para claros de 18 a 30 metros, el largo del ancla será una cuarta parte del claro del techo. Para excavaciones más altas de 18 metros, las anclas de las tablas serán una quinta parte de la altura de la pared.

Espaciamiento máximo entre anclas.

El menor de:

- a) La mitad del largo del ancla.
- b) Una y media vez, el ancho del bloque de roca potencialmente inestable, definido por la separación media de las fisuras en el macizo rocoso.

Cuando se va a usar malla soldada o de eslabones, el espaciamiento de las anclas de mas de dos metros, dificulta (mas no imposibilita), la instalación de la malla.

¹² Comisión Federal de Electricidad, Op. cit. Tomo B.3.2.

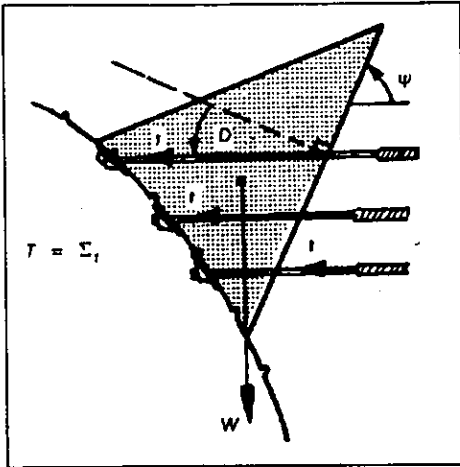


Figura. III-15. uso de anclaje para reforzar una cuña contra su deslizamiento.

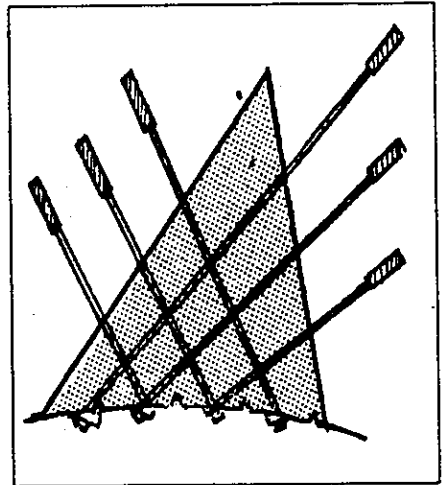


Figura. III-16. uso de anclaje para dar soporte a una cuña a punto de caer del tacho.

III.5.1 EJEMPLO

Se excavará un túnel sobre un granito para una obra hidroeléctrica, a una profundidad de 45 metros, el túnel será de forma circular con 6 metros de diámetro. El método de excavación se llevará a cabo por medio de barrenación y voladura. El macizo rocoso tiene las siguientes características.

Resistencia del material	75 MPa.
RQD.	40%
Espaciamiento de fisuras.	0.5 m
Estado de las fisuras.	Separación menor de 1mm. Paredes de roca dura inalteradas, sin rellenos. Sistema principal de fisuras con rumbo perpendicular al eje del túnel. Echado 30° contra la dirección de penetración.
Rugosidad de las fisuras.	Superficies levemente rugosas.
Sistemas de fisuras	2
Condiciones del agua subterránea	Presión moderada

Utilizando los sistemas de clasificación geomecánicos y los métodos de arco de roca para estimar el sistema de soporte se tiene lo siguiente:

1. Utilizando el sistema RQD.

RQD = 40% con la tabla III.1 se tiene:

Plantilla de anclas de 0.6 a 1.20m, centro a centro y concreto lanzado de espesor de 15 cm o más en la clave y paredes. La longitud de las anclas será de 2.40 m siguiendo las consideraciones del apartado III.4.

2. Utilizando el sistema CSIR.

PARÁMETRO	VALOR O DESCRIPCIÓN	Tabla.	VALUACIÓN
Resistencia del material.	75 MPa	III: 6 A. 1	7
RQD.	40%	III: 6 A. 2	8
Espaciamiento de las fisuras.	0.50 m	III: 6 A. 3	20
Estado de las fisuras.	Levemente rugosas. Sep. < 1mm. Paredes de roca dura.	III: 6 A. 4	20
Agua subterránea	Presión moderada	III: 6 A. 5	4
	total		59
	ajuste	III: 6 B	-10
	total		49

De la tabla III.6.C, se determina que el tipo de roca tiene una clasificación III (roca regular) y la figura III.5 indica un tiempo de sostén de 2 días para un claro de 8 metros, sin ademe. La tabla III.8 de ademe recomendado para esta clasificación indica lo siguiente:

Anclas sistemáticas de 4 metros de largo, espaciamiento de 1.5 a 2.0 metros en la clave y en las tablas con malla en la clave. Concreto lanzado con espesor de 50 a 100 mm en la clave y 30 mm en las tablas.

3. Utilizando el sistema NGL.

CONCEPTO	DESCRIPCIÓN	TABLA	VALOR
1. Calidad de roca.	Mala.	III.9.1.A	RQD = 40%
2. Sistemas de fisuras.	2 sistemas.	III.9.2.B	Jn = 4
3. Rugosidad de fisuras.	Levemente rugosas.	III.9.3.C	Jr = 2
4. Estado de fisuras	Inalteradas sin relleno.	III.9.4.B	Ja = 1
5. Estado del agua en las fisuras.	Presión moderada	III.9.5.B	Jw = 0.66
6. Reducción de esfuerzos.	Zonas de fracturas aisladas en roca competente (sin arcilla) excavación < 50 m	III.9.6.E	SFR = 5
ESR	Túnel de conducción de agua para obra hidroeléctrica		ESR = 1.6

$$\text{Con la ecuación: } Q = (RQD/J_n)(J_r/J_a)(J_w/SFR) = (70/4)(2/1)(0.66/5) = 2.64$$

$$\text{Determinando la dimensión equivalente: } D_e = \text{diámetro}/SFR = 6.0/1.6 = 3.75$$

De la figura III.6 se obtiene que esta clasificación estima a esta roca en estas condiciones como mala y utilizando la tabla III.10 tenemos el siguiente sistema de soporte:

Varillas cementadas sin tensar en cuadrícula de 1.0 m

Para estimar la presión sobre el techo utilizando la ecuación:

$$P = (2 J_n^{1/2}) / (3 J_r Q^{1/3})$$

$$P = (2 (4)^{1/2}) / (3(2)(2.64)^{1/3})$$

$$P = 0.48 \text{ ton/m}^2$$

En las paredes de la excavación la presión será:

Modificando el valor de $Q = 2.64$, se empleara el valor $2.5Q$ por lo que

$$P = (2(4)^{1/2}) / (3(2)(2.5 \times 2.64)^{1/3})$$

$$P = 0.355 \text{ MPa}$$

La longitud de las anclas será:

$$L = 2 + (0.15B/ESR)$$

$$L = 2 + (0.15(6 \text{ m})/1.6)$$

$$L = 2.56 \text{ m}$$

CUADRO COMPARATIVO

MÉTODO	SISTEMA DE ADEME A BASE DE ANCLAS	LONGITUD (m)
RQD	DE 0.6 A 1.2 m CENTRO A CENTRO Y CONCRETO LANZADO DE 15 cm DE ESPESOR EN TECHO Y PAREDES	1.2
CSIR	DE 1.5 A 2.0 m CENTRO A CENTRO EN TECHO Y PAREDES, CON MALLA EN EL TECHO Y CONCRETO LANZADO EN TECHO DE 5 A 10 cm Y 30 cm EN LAS PAREDES.	4
NGI	DE 1.0 m EN CUADRICULA SIN TENSAR, SIN MALLA NI CONCRETO LANZADO.	2.56

4. Utilizando el método de arco de roca de Protokladonov.

Suponiendo roca granito:

$$C = (2/3) BHy$$

donde B = ancho del túnel = 6 m

H = espesor del arco de roca = $B/2f$

y = peso volumétrico de la roca = 2650 Kg/m^3

$$H = 6 \text{ m} / (2)(15); \text{ de la tabla II.2, } f = 15$$

$$H = 0.20 \text{ m}$$

$$C = (2/3)(6 \text{ m})(0.20)(2650 \text{ Kg/m}^3); C = 2120 \text{ Kg./m.}$$

Suponiendo varillas de 1" ϕ ; $f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$; $A = 5.07 \text{ cm}^2$

La resistencia a la tensión de las varillas será:

$$T = (4200 \text{ Kg/cm}^2)(5.07 \text{ cm}^2); T = 21294 \text{ Kg}$$

Utilizando un factor de reducción del 70%:

$$T = (21294 \text{ Kg})(0.7) = 14905.80 \text{ Kg}$$

El número de anclas por metro de túnel que se requiere será:

$$N. \text{ de anclas} = C/T = (2120 \text{ Kg./m}) / (14905.80 \text{ Kg}) = 0.14 \text{ anclas/m}$$

Para conocer la longitud del anclaje se requiere determinar la adherencia roca-mortero y varilla-mortero con las siguientes ecuaciones¹³:

$$l_1 = F_1 / (\pi d f'c F_2) \quad \text{y} \quad l_2 = F_1 / (\pi D f'c F_2)$$

donde:

l_1 = longitud del anclaje por adherencia varilla-mortero.

l_2 = longitud del anclaje por adherencia roca-mortero.

d = diámetro de la varilla.

D = diámetro del barreno.

$f'c$ = resistencia a la compresión del cementante.

F_2 = factor de corrugación de la varilla.

F_1 = resistencia a la tensión de la varilla.

F_3 = factor de adherencia roca-mortero.

Sustituyendo valores, suponiendo $f'c = 150 \text{ kg/cm}^2$, $F_2 = 0.10$ y $F_3 = 0.05$:

$$l_1 = (14905.80 \text{ Kg}) / (\pi)(2.54 \text{ cm})(150 \text{ Kg/cm}^2)(0.10) = 124.53 \text{ cm}$$

$$l_2 = (14905.80 \text{ Kg}) / (\pi)(3.0 \text{ cm})(150 \text{ Kg/cm}^2)(0.05) = 210.87 \text{ cm}$$

De los valores anteriormente calculados se selecciona el mayor y se suma el espesor del arco de roca:

$$l + H = \text{longitud final del anclaje.} = 210.87 \text{ cm} + 20 = 230.87 \text{ cm} \cong 2.30 \text{ m}$$

5. Con el método de arco de roca de Terzaghi.

Utilizando la clasificación: "Muy fracturada, en bloques y las fracturas abiertas", la carga de roca H_p será:

$$H_p = (0.35)(B+H_t) = (0.35)(6+6) = 4.20 \text{ m}$$

La resistencia a la tensión de las varillas será la misma utilizada en el método anterior, como el ancho del túnel es 6 m la carga por metro de túnel será:

$$(2650 \text{ Kg/m}^3 \times 4.20 \text{ m})(6 \text{ m}) = 66780 \text{ Kg/m}$$

El número de anclas necesario para soportar esta carga es:

$$N. \text{ de anclas} = (66780 \text{ Kg./m}) / (14905.80 \text{ Kg.}) = 4.48 \cong 5 \text{ anclas/m.}$$

¹³ Asociación Mexicana de Ingeniería de Túneles y Obras Subterráneas, A.C., Op. cit. p.61

La longitud del anclaje considerando la adherencia roca-mortero y mortero-varilla es el mismo que se utilizo en el método anterior; en este ejemplo la longitud total será

$$l + H = 4.20 \text{ m} + 2.10 \text{ m} = 6.30 \text{ m}$$

6. Con el método de arco de roca de A. Bello.

Utilizando las ecuaciones se determinan los elementos que dan la configuración del arco de roca:

$$f_0 = 4.72$$

$$h = 2.4$$

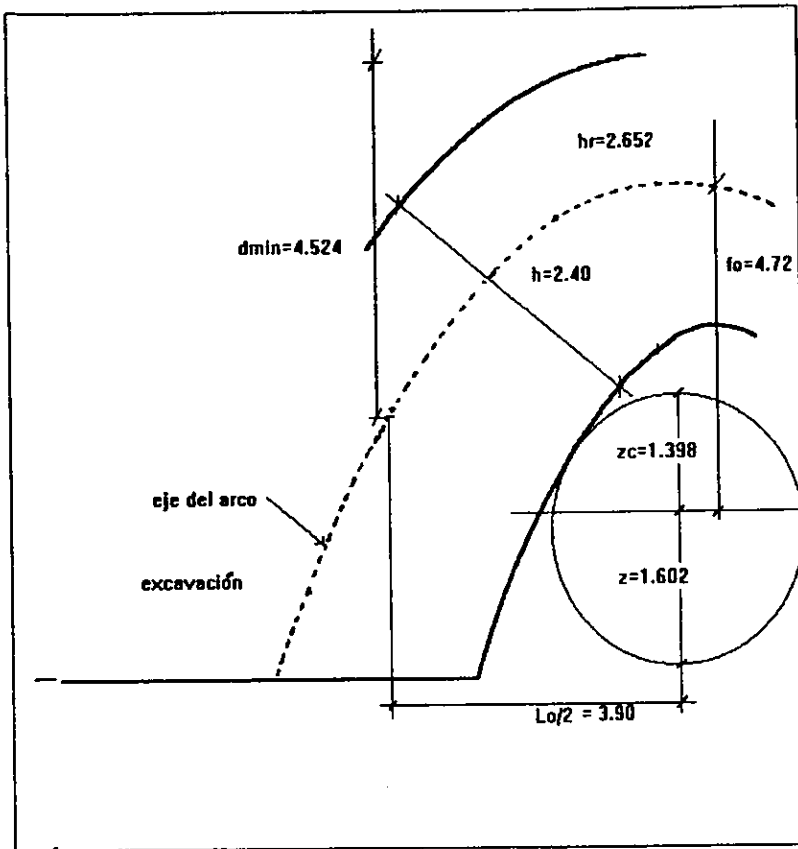
$$L_0 = 7.8$$

$$z = 1.602$$

$$z_c = 1.398$$

$$d_{mn} = 4.524$$

$$h_r = 4.254 - 1.602 = 2.652$$



Para determinar la carga de roca se multiplica el espesor por el peso volumétrico de la roca, en este caso:

$$C = (2.652 \text{ m})(2650 \text{ Kg/m}^3) = 7027.80 \text{ Kg/m}^2$$

Multiplicando por el ancho del túnel, la carga por metro de túnel será:

$$C = (7027.80 \text{ Kg/m}^2)(6 \text{ m}) = 42166.80 \text{ Kg./m.}$$

El número de anclas requerido es:

$$N. \text{ de anclas} = (42166.80 \text{ Kg./m}) / (14905.80 \text{ Kg.}) = 2.83 \approx 3 \text{ anclas/m}$$

En este caso el largo de las anclas es:

$$l + h = 2.652 \text{ m} + 2.10 \text{ m} = 4.75 \text{ m}$$

CUADRO COMPARATIVO.

MÉTODO	N. DE ANCLAS POR METRO PARALELO AL EJE DEL TUNEL	LONGITUD DE LAS ANCLAS
Protodiakonov	1	2.30 m
Terzaghi	5	6.30 m
A. Bello	3	4.75 m

Como se podrá observar en los cuadros comparativos, existe una diferencia entre los resultados obtenidos a partir de los métodos geomecánicos y los métodos analíticos. En las conclusiones de este trabajo se hará referencia a este respecto.

IV. PROCEDIMIENTOS CONSTRUCTIVOS.

Objetivo específico: Mostrar los diferentes tipos de anclajes y su colocación.

INTRODUCCIÓN.

Para túneles en que la calidad del macizo rocoso no requiere de un diseño elaborado del sistema de soporte, y en el que se pueden presentar bloques potencialmente inestables se utiliza lo que se ha llamado "pernos de anclaje". Los primeros pernos de anclaje fueron dotados de cuñas formadas por la varilla misma y un elemento auxiliar para formar la parte en que el perno se sujeta en la roca. Posteriormente se desarrollaron elementos mecánicos para sujetar el perno de anclaje o ancla a la roca, mediante el accionamiento de este elemento, denominado expansor, y para el cual se conocen diseños en que la expansión se realiza paralelamente a la superficie del barreno y otros, en que dicha expansión presiona las paredes del barreno en un punto de contacto inicial y progresa posteriormente apoyando un tramo del elemento expansor sobre la roca. En ambos casos, estas anclas se conocen como "de tensión" o "activas".

El empleo de las anclas en roca de menor calidad, esto es, con un alto grado de fisuración indujo a la creación de anclas que pudieran tener contacto con la roca a todo lo largo del barreno en que se instalan, así, se conocen anclas en las cuales la varilla que las forma queda embebida en mortero de cemento, lechada de cemento o también en un cementante a base de resinas. Por la forma en que funcionan las anclas rellenas se conocen como "de fricción" o "pasivas".

En el presente capítulo se da una breve reseña de los diferentes tipos de anclas que se han utilizado a través del tiempo y se detallan los procedimientos constructivos para la colocación del anclaje ya sea pasivo o activo (fricción o tensión).

IV.1 TIPOS DE ANCLAJES.

Existe una gran variedad de anclas que se han utilizado a lo largo del tiempo. A continuación se exponen los más representativos¹:

- Varillas de madera: se idearon para evitar dañar la maquinaria de corte del carbón y las bandas transportadoras; también se usaron en tiempos de escasez durante la guerra; estas varillas sin tensar, solo sirven para refuerzo muy ligero. Se emplean muy poco en la actualidad.
- Varillas de acero, ancladas o inyectadas sin tensar: incluyen los *Perfoblots*, pernos Worley, juegos de cuñas y varillas inyectadas; se utilizan en circunstancias que permiten la instalación muy pronta de los refuerzos. Estas varillas solo pueden aceptar cargas cuando se tensan por la deformación de la roca circundante, pero si las varillas se colocan con demasiado retraso a gran distancia del frente, buena parte de la deformación a corto plazo de la roca, se habrá efectuado ya, y las varillas no surtirán efecto.
- Anclas mecánicamente fijadas y tensadas: son las mas utilizadas en la minería y, con inyecciones subsecuentes, también en la industria de la construcción subterránea. Las anclas de ranura y cuña son efectivas solo en roca muy buena y han sido reemplazadas con frecuencia, por las anclas de casquillo expansivo, de las que existen muchas variedades. En formaciones de roca de buena calidad, se logran tensar las anclas hasta alcanzar casi la resistencia a la ductilidad del perno, pero en roca de menor calidad, de trituración local de la roca en la punta del ancla, permitirá que esta se zafe.
- Anclas tensadas e inyectadas: se inventaron para lograr mejor anclaje en terreno malo y mayor protección anticorrosiva para las anclas de acero; tal vez sea el sistema de anclaje predominante en el futuro. El sistema más sofisticado es el de los cartuchos de resina en dos etapas, con el que, se logra tensar el ancla a toda su capacidad en una sola

¹ Hoek, E. Brown, E.T., Excavaciones Subterráneas en Roca, México, Mc Graw-Hill, 1980, pp. 390-399

operación rápida y sencilla. A pesar del alto costo de las resinas, el costo total del sistema instalado se puede comparar ventajosamente con otros sistemas de anclajes por el factor reducido de mano de obra.

ANCLAJE PASIVO (ANCLAS DE FRICCIÓN)

Estas anclas se utilizan generalmente en roca con un alto grado de fisuración y en rocas constituidas por materiales granulares. En estas anclas el espacio anular comprendido entre la barra de acero y la roca se rellena en toda su longitud con una mezcla cementante.

La función de las anclas de fricción es similar a las de las barras de acero de refuerzo en el concreto armado, esto es, constituye el elemento de soporte de los esfuerzos de tensión que la roca es incapaz de resistir. Durante la instalación de este tipo de ancla no se aplica tensión a la barra, si no que ella misma se tensiona a través del tiempo por efecto de cualquier tipo de desplazamiento que sufra la masa de roca.

ANCLAJE ACTIVO (ANCLAS DE TENSIÓN).

Las anclas tensadas ayudan a incrementar el esfuerzo normal en las discontinuidades de la masa rocosa, aumentando en consecuencia su resistencia al corte. Esta función es importante principalmente durante la excavación de obras subterráneas, donde por medio de anclas es posible convertir masas rocosas incompetentes e inestables en medios auto soportables.

Cuando el esfuerzo normal proporcionado por las anclas tensadas es pequeño, su función principal será la de absorber esfuerzos de tensión. Son útiles en macizos en los que se generan esfuerzos de tensión y existe tendencia a la separación de los bloques.

Existen dos tipos de anclas de tensión: Uno en el que el extremo interior queda ahogado en un cementante que se introduce antes del ancla, en forma de embutidos, o se inyecta una vez que el ancla se aloja dentro del barreno mediante una manguera a través del

interior mismo del ancla; otro en que el extremo interior es anclado por medio de un expansor, después de fijar el extremo interior se tensiona el ancla mediante un gato hidráulico desde su extremo exterior que se fija con una placa y una tuerca. Los diferentes tipos de anclas de tensión varían únicamente en la forma que se fijan a la roca.

IV.2 COLOCACIÓN.

En la figura IV.1 se ilustran dos ciclos utilizados durante la construcción de obras subterráneas, uno corresponde a la instalación de refuerzos provisionales y el otro a la instalación de los refuerzos definitivos.

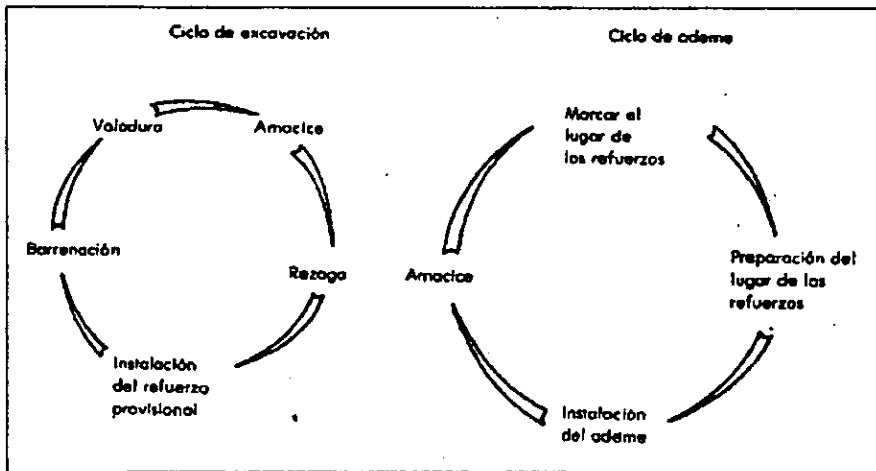


Figura. IV-1. ciclos tradicionales de excavación y ademe en la ingeniería civil.

La siguiente cita explica con más detalle la función específica de cada uno de estos dos ciclos.

"Cuando se utilizan marcos de acero o un revestimiento de concreto es muy difícil organizar un ciclo de trabajo eficiente en el frente si hay que instalar los refuerzos después de cada ciclo de rezaga. La estorbosa operación que implica la colocación de marcos de acero o la cimbra voluminosa que se necesita para colocar un revestimiento de concreto, no

se llevan bien con el equipo relativamente móvil que se utiliza en el ciclo de barrenación - voladura - rezaga. Como consecuencia se ha generalizado el uso de las anclas como refuerzo y su colocación como parte del ciclo de excavación.²

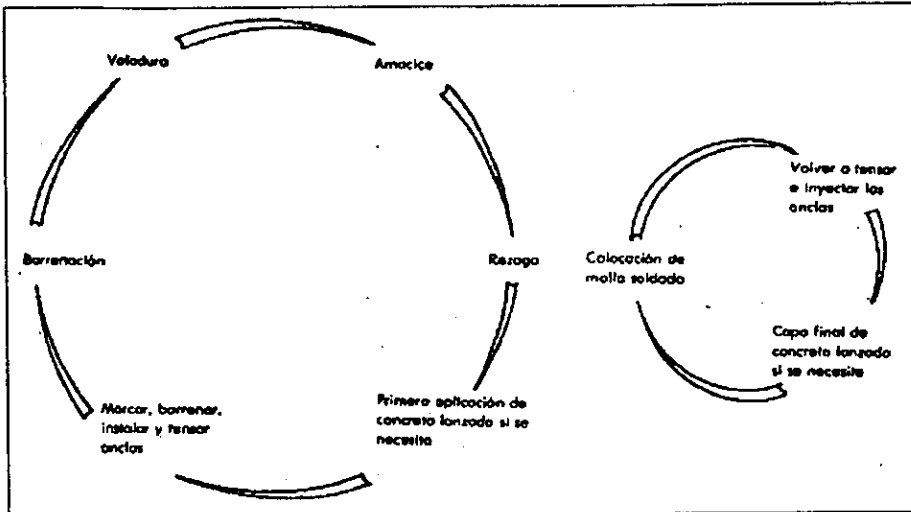


Figura. IV-2. ciclo integrado de excavación y ademe que se utiliza cuando las anclas son el sistema de refuerzo principal.

En la figura IV-2 se muestra un ciclo integrado de excavación y de ademe cuando las anclas constituyen el principal sistema de soporte para una excavación. En este ciclo integrado, la maquinaria que se utiliza para barrenar el espacio que ocuparan las anclas se utiliza también para barrenar el frente y colocar los explosivos y posteriormente, llevar a cabo las fases de voladura y rezaga, por lo que no existe problema para integrar las dos actividades. Después de cada voladura, se examina la roca, se determina y se marca la posición, inclinación y largo de las barrenaciones para las anclas. Una cuadrilla llevara a cabo los barrenos inmediatamente antes o después de la barrenación que prepara la voladura e inmediatamente después llega la cuadrilla de especialistas para instalar y dar tensión a las anclas. En una etapa posterior, como se puede observar en la figura IV-2, la cuadrilla de los

² Ibid, p. 387-388

se llevan bien con el equipo relativamente móvil que se utiliza en el ciclo de barrenación - voladura - rezaga. Como consecuencia se ha generalizado el uso de las anclas como refuerzo y su colocación como parte del ciclo de excavación.²

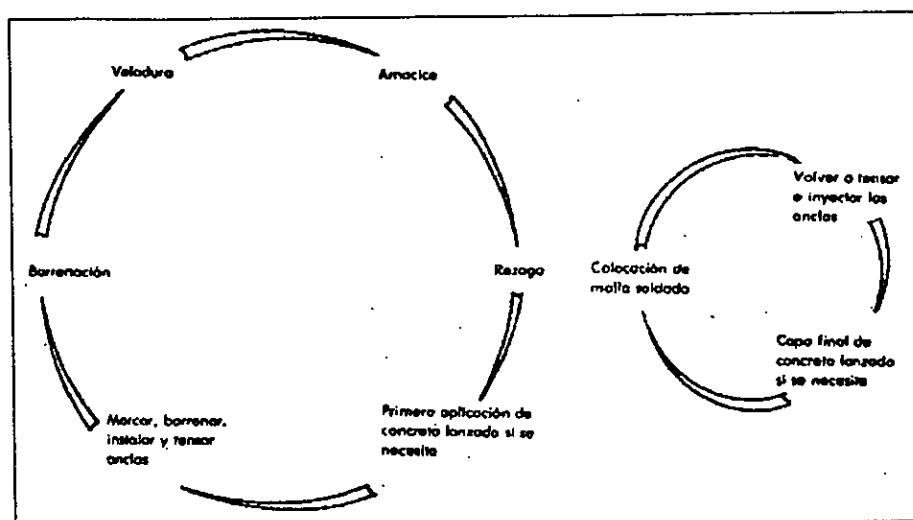


Figura. IV-2. ciclo integrado de excavación y ademe que se utiliza cuando las anclas son el sistema de refuerzo principal.

En la figura IV-2 se muestra un ciclo integrado de excavación y de ademe cuando las anclas constituyen el principal sistema de soporte para una excavación. En este ciclo integrado, la maquinaria que se utiliza para barrenar el espacio que ocuparan las anclas se utiliza también para barrenar el frente y colocar los explosivos y posteriormente, llevar a cabo las fases de voladura y rezaga, por lo que no existe problema para integrar las dos actividades. Después de cada voladura, se examina la roca, se determina y se marca la posición, inclinación y largo de las barrenaciones para las anclas. Una cuadrilla llevara a cabo los barrenos inmediatamente antes o después de la barrenación que prepara la voladura e inmediatamente después llega la cuadrilla de especialistas para instalar y dar tensión a las anclas. En una etapa posterior, como se puede observar en la figura IV-2, la cuadrilla de los

² Ibid, p.387-388

refuerzos regresará para volver a tensar las anclas y lanzar concreto si se requiere. Todas las actividades se efectúan siempre bajo la supervisión de un ingeniero con autoridad suficiente para detener el trabajo si, en su opinión, las condiciones son inseguras.

TECNOLOGÍA DE COLOCACIÓN DE ANCLAS.

A continuación se indican algunas prácticas y sugerencias más usuales para resolver problemas prácticos relacionados con la instalación, el tensado y la inyección de anclas mostrados en la figura IV-2.

Amacice.

El amacice consiste en el desprendimiento, en forma manual o mecánica, de roca suelta después de cada voladura o ciclo de barrenación sobre la superficie del túnel.

"Las causas más frecuentes de accidentes en las excavaciones subterráneas es el amacice insuficiente después de una voladura. Por lo general, inmediatamente después de la disipación de los humos de una voladura llega la cuadrilla del amacice que se responsabiliza de dejar el lugar de trabajo en condiciones seguras para las cuadrillas de rezaga y barrenación. En la mayoría de los casos los encargados del amacice utilizan barras para desprender rocas sueltas del techo o de las paredes recién tronadas.

Por acceso difícil, mala visibilidad o supervisión inadecuada, puede suceder que el amacice manual quede incompleto y que haya desprendimientos posteriores de rocas a consecuencia de las siguientes voladuras o de la deformación de la excavación. Para solucionar este problema se utiliza un martillo neumático o hidráulico pesado montado sobre un brazo articulado que se encuentra instalado en un vehículo automotor. Esta unidad móvil avanza después de la voladura y amaciza mecánicamente el techo y las paredes. El brazo articulado necesita tener un alcance suficiente para tener acceso a toda la zona que se acaba de volar sin necesidad de rezaga previa. El peso y la potencia del martillo deben ser suficientes para poder abatir toda la roca suelta.

El amacice mecánico no solo es mas seguro, si no que también reduce la necesidad de anclar bloques sueltos o dudosos. Este anclaje eventual es siempre costoso ya que generalmente se presenta como una actividad extra que puede retrasar el programa de construcción³.

Instalación.

El problema más frecuente para la instalación de las anclas generalmente consiste en asegurar el acceso a la obra, por lo que, cuando es conveniente, se recomienda el uso de algún vehículo con plataforma telescópica.

Siempre se tendrá presente este problema de acceso cuando establece un programa de anclaje. El largo de las anclas es igual de importante que su localización, puesto que la instalación de un ancla muy larga puede ser una operación difícil y peligrosa. Si se necesitan anclas largas para los refuerzos, se recomienda la utilización de tramos acoplados, y el efecto como refuerzo será igual.

Posteriormente cuando se tiene que tensar las anclas, se necesita alguna forma de fijación para sujetar la extremidad del perno al terreno. Los tipos más comunes de anclaje son el mecánico, el de lechada de cemento y el químico a base de resinas sintéticas.

En una roca de buena calidad, la instalación de anclas mecánicas es rápida, eficaz y recomendable. En rocas de menor calidad, la utilización del ancla esta condicionada por la trituración local de la roca. En lodolitas, lútitas o areniscas poco cementadas y de baja resistencia, las anclas con lechada o mortero de cemento son mas adecuadas que las anclas mecánicas o de cartuchos de resina.

El anclaje mecánico, se obtiene por la introducción en la pared del barreno de dos medias conchas (zapatas) a la expansión producida por una cuña forjada la cual se desplaza interiormente por el enroscado de la barra. Las zapatas (generalmente en fierro

³ Ibid, p.400

colado) se incrustan al terreno en cuestión como en compresión radial. Durante la puesta en tensión (o pretensado) del ancla, el anclaje trabaja al esfuerzo cortante, globalmente, el sistema de expansión mecánico utiliza las capacidades locales de la roca a la compresión y al esfuerzo cortante. Es pues indispensable que la roca sea de buena calidad en la zona del anclaje.

Las técnicas con llenado de mortero consisten en inyectar en el barreno de anclaje el mortero después de la perforación y limpieza. El tubo de inyección se introduce al fondo del barreno. El mortero inyectado por una bomba de concreto o de aire comprimido, empuja el tubo hacia el exterior del barreno de anclaje. Una cierta resistencia se opone a la salida del tubo, de manera de obtener un llenado perfecto de las oquedades naturales del terreno, por ejemplo terrenos de baja resistencia o con alta porosidad por fisuras. Al final del inyectado, un tapón debe colocarse con el objeto de retener el mortero en el barreno en espera de la introducción del ancla.

Otra forma de asegurar la fijación del ancla al terreno consiste en la utilización de resinas. Se han inventado métodos de anclaje y cementación a base de cartuchos. Estos cartuchos están provistos de cemento seco y gotitas de agua encapsuladas en globos de cera del tamaño de un alfiler que son colocados dentro del barreno, posteriormente se inserta la varilla de anclaje rotandola de tal manera que revienten las cápsulas de agua y se mezclen uniformemente con el cemento. Esta lechada ha demostrado que endurece rápidamente y llegue alcanzar altas resistencias a los 5 minutos de colocados.

En ciertos casos, puede ser ventajoso adoptar un fijado mixto de las anclas con un anclaje puntual de conchas de expansión o fijado parcial con resina (para obtener un efecto aceptable inmediato de anclaje). Una fijación o un recubrimiento con mortero dentro del espacio anular puede realizar a largo plazo un anclaje repartido (de fricción) que elimina los riesgos de ataque por corrosión de la barra de anclaje.

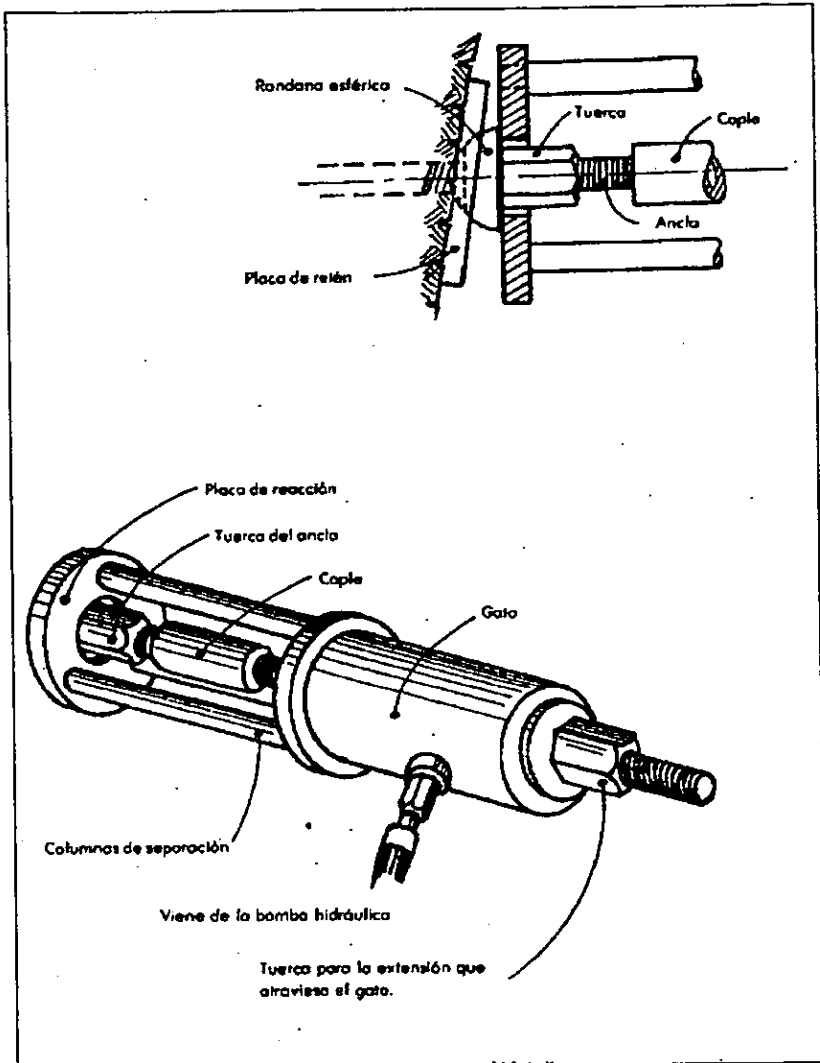


Figura IV-3. aparato para tensar hidráulicamente.

Tensado de las anclas

"Las anclas pueden tensarse al aplicarse un calibrador de torsión a la tuerca o por tensión directa sobre el perno. En aquellos casos en los que se necesitan tensiones de 10 ton o menos, la llave de torsión calibrada o la llave de impacto prefijada para dejar de girar al llegar al cierto valor de torsión es generalmente todo lo que se necesita. Para cargas más altas, la incertidumbre que existe sobre la relación entre la torsión aplicada a la tuerca y la tensión aplicada al ancla puede dar lugar a enormes variaciones en cuanto a esa tensión. Aparte de las posibles inexactitudes en las medidas de la torsión, la tensión en el ancla queda bajo la influencia de factores como la oxidación de la cuerda del perno y la deformación de la rondana por las esquinas agudas de la tuerca.

Cuando se necesitan resistencias altas o cuando se considera necesario determinar la verdadera tensión de una ancla con cierta precisión, conviene aplicar el sistema de tensado hidráulico, directo al conjunto.

Cuando se compra o se construye un aparato de este tipo no hay que olvidar los siguientes factores:

- a) Se tiene que aplicar una tensión directa sobre el ancla sin impedir su función como elemento de refuerzo.
- b) Tiene que ajustarse la carga en el ancla y apretar la tuerca en un valor de carga prefijada.
- c) La carga tiene que aplicarse de tal manera que sólo puede haber una separación entre la tuerca y la superficie de la rondana con la que esté en contacto directo.
- d) La capacidad del gato tiene que ser suficiente para poder hacer la prueba de adherencia del conjunto del ancla."⁴

Cementación

Las principales funciones de la cementación son las siguientes:

- Establece la unión entre el ancla y la roca, convirtiendo a la primera en una parte integrante del macizo rocoso. Esto mejora notablemente las propiedades del conjunto.

⁴ Ibid p.406-407

- Protege el ancla de la corrosión.

Es necesario cementar todas las anclas que tendrán que funcionar por mucho tiempo. La cementación se puede llevar a cabo por medio de lechadas y por la utilización de resinas sintéticas.

Uno de los problemas más difíciles de resolver se refiere a la colocación del mortero al final del barreno, para lo cual se han experimentado varios métodos. Uno de estos métodos, el cual ha demostrado ser eficaz, se conoce como el procedimiento "Perfo". Éste método consiste en introducir un tubo el cual esta provisto de perforaciones laterales en número y dimensiones bien determinadas lleno de mortero. Un ancla retorcida o corrugada, pero de diámetro apropiado, se introduce dentro del tubo perforado previamente introducido en la perforación. La barra del ancla sirve de pistón y empuja al mortero por los agujeros laterales, lo que asegura el llenado de espacio anular.

El escoger el diámetro del tubo Perfo y del ancla condiciona el buen llenado del espacio anular comprendido entre el ancla y la pared de la perforación. El volumen de mortero extraído por la introducción del ancla debe ser mínimo del 10% superior al volumen de la hoquedad entre el tubo Perfo y el barreno de anclaje.

Otro método de inyección parecido a la técnica "Perfo", y el más utilizado en México, es la utilización del tubo de manguitos. Éste método:

"Consiste en inyectar la mezcla a través de los agujeros de un tubo de PVC de 50 a 60 mm de diámetro (fig. IV-4) perforados a distancias iguales. Este tubo se introduce después de haber limpiado la perforación en toda su profundidad. Los agujeros están cubiertos por un trozo de tubo de hule que funciona como válvula y que se denomina manguito. Así la lechada puede salir del tubo, pero no puede volver a entrar y teóricamente se puede volver a emplear la misma perforación para otra inyección. Durante la extracción del tubo de ademe, el espacio anular comprendido entre las paredes de la perforación y el tubo de manguitos se rellena con una lechada de cemento y arcilla. La dosificación de esa lechada es tal que al fraguar se convierte en un material plástico con una resistencia a la compresión simple pequeña que será fácil de agrietar al momento de la inyección."

ESTA TESIS NO DEBE
SALIR DE LA BIBLIOTECA

Para inyectar el terreno, la lechada del espacio anular tiene que agrietarse en las zonas de los manguitos. Esta operación se logra inyectando agua o lechada de inyección a presión, a partir de un tubo de PVC, provisto de dos obturadores (fig. IV-4), que se desplaza en el interior del tubo de manguitos. El agrietamiento de la lechada del espacio anular necesita una presión más fuerte que la presión de inyección del terreno pero es una sobrepresión transitoria que necesita sólo unos golpes de bombeo.

La composición de la lechada del espacio anular es importante, ya que, si la dosificación de cemento es demasiado alta la rotura será difícil, esto mismo sucede cuando existen desprendimientos en las paredes del barreno que dejen espesores mayores de recubrimiento en algunas zonas. Si la cantidad de cemento es insuficiente, el recubrimiento será demasiado plástico y no se romperá fragilmente sino que se desprenderá del tubo, dando lugar a resurgencias que pueden llegar hasta la superficie.

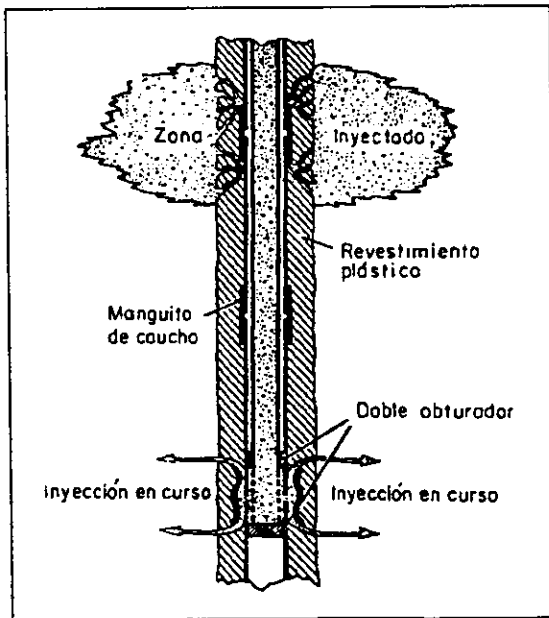


figura IV-4. inyección con tubo de manguitos.

La inyección se efectúa después de la rotura de la lechada del espacio anular, utilizando también el tubo de doble obturador a la altura de cada manguito. Mediante este dispositivo, es posible inyectar capas profundas y empezar por cualquier punto, separando las operaciones de perforación e inyección. El procedimiento permite ajustar el tipo de lechada a la granulometría de cada estrato y también empezar con los estratos más permeables. Debe tomarse en cuenta que la deformación que sufre el terreno por la inyección en perforaciones cercanas flexionan el tubo de manguitos y en ocasiones impiden el desplazamiento del obturador en su interior. La rotura de estos tubos no es rara, a pesar de que son flexibles.⁵

Los morteros utilizados para la fijación de barras de anclajes son en general morteros de cemento de alta resistencia y de fraguado rápido. Una arena muy fina puede ser utilizada para facilitar la penetración del mortero en las fisuras e intersticios del terreno. Al añadirse ceniza fina, también se mejora la fluidez y la plasticidad de la mezcla sin afectar su resistencia. Esta lechada tardará algo en fraguar y no habrá que tensar el ancla antes de 48 horas.

El mortero de fijamiento deberá tener una contracción lo más baja posible, o en su defecto ser expansivo. La dosificación de agua de mezclado es impuesta por la técnica de colocación del mortero dentro del barreno de anclaje. En el caso de un mortero inyectado, la dosificación de agua óptima corresponde al valor mínimo impuesto para un buen funcionamiento de la planta de inyección.

Una de las fases más delicadas durante el proceso de cementación al momento de instalar las anclas es la de sellar la entrada del barreno. Lo primero que debe realizarse es preparar la superficie de la roca para colocar la placa, esto es, asegurar el ancla en una superficie lo suficientemente plana para mejorar el contacto entre las dos superficies. Cuando esto no es posible se utiliza una almohadilla de mortero debajo de la placa para mejorar el contacto y facilitar el sellado del barreno. El sello puede constituirse mediante

⁵ Comisión Federal de Electricidad. Manual de Obras Civiles, Tomo B.3.2., México, 1982.

un anillo de hule o con un mortero de fraguado rápido o yeso. Conviene limpiar el barreno con agua antes de la cementación pues sirve para garantizar la eficacia del sello.

Las presiones de la inyección tendrán que evitar la deformación de la roca. La inyección tiene que ser continua hasta que se presente un flujo importante de lechada por el tubo de regreso.

En cuanto a la fijación con resinas las del tipo polyester aseguran una fijación a muy alta resistencia. La polymerización se obtiene por la mezcla dentro del barreno del anclaje de dos componentes introducidos bajo la forma de cartuchos plásticos.

Estas cargas de resina se presentan de la siguiente forma:

- Una envoltura exterior que contiene la masilla, el acelerador y el estabilizador.
- Una envoltura interior que contiene el catalizador impregnado de arena.
- Eventualmente una protección exterior (malla de plástico), provista de un collarín para retener las cargas dentro del barreno en pendientes fuertes (verticales), orientados hacia arriba.

Las resinas presentan problemas de almacenamiento antes de su empleo, pues sus características pueden decrecer rápidamente con el tiempo. Por lo que se recomienda utilizar cargas de resina frescas o cuando menos tener cuidado de sacarlas del almacén únicamente en el momento de su colocación y regresar el sobrante inmediatamente.

El manejo de los diversos productos contenidos dentro de las cargas será un tanto mejor cuando el espacio anular entre el ancla y la pared del barreno sea más pequeño. Un espacio anular de 1 a 2 mm medido entre la pared del barreno y la tangente circunferencial del ancla, constituye no obstante un mínimo. El ahorro en el volumen de resina empleada puede ser significativo siguiendo una buena calibración del barreno de anclaje en cuanto a su longitud y diámetro.

Por lo que se refiere a escoger las cargas de resina, es recomendable observar que el volumen entre el espacio anular del ancla y el barreno debe ser de por lo menos de un 5 a 10% según si la perforación sea o no regular. Además, para facilitar la introducción del ancla dentro del barreno cargado, la longitud total de la carga no puede sobrepasar el 90% de la

longitud del barreno, con el objeto de tener una buena repartición de la resina en toda la longitud del ancla.

La colocación de anclas fijadas con resina es una operación relativamente delicada.

La forma de hacer la fijación de anclas será la siguiente:

- Después de haber limpiado el barreno, se introduce el ancla o un fainero del mismo diámetro hasta el fondo del barreno, con el objeto de garantizar la rectitud del mismo y que se encuentra sin obstrucciones. Esta precaución es indispensable en terrenos poco resistentes.
- Se introducen las cargas, asegurándose de colocarlas hasta el fondo del barreno. La posición de las cargas de resina dentro del barreno de anclaje deben controlarse.
- Se limpia el ancla con un cepillo de fierro con el objeto de quitar la herrumbre (óxido) que se evitaría una buena adherencia de la resina, enseguida se desengrasan las anclas.
- Se introduce el ancla sin la tuerca por medio de un dispositivo especial fabricado en obra que asegure la unión entre la perforadora y la barra roscada. De preferencia se usa una máquina montada sobre orugas especial para barrenar y colocar anclas, en lugar de una perforadora trabajando a roto percusión. Se hace notar que el inconveniente de disponer de varios dispositivos para instalar las anclas en la obra, no pueden ser destornillados del ancla colocada hasta que la resina se haya endurecido (10-15 min.), lo que depende, de hecho, de la dosificación del acelerante.
- Se inicia al mismo tiempo el empuje y la rotación (más de 100 R.P.M.) hasta la introducción del ancla.
- Se Regula el empuje para poder hincar la barra al fondo en menos de un minuto (tiempo suficiente para una buena mezcla del producto).
- Es necesario vigilar durante el tiempo de colocación que la perforadora se conserve en el eje del barreno.

De lo mencionado anteriormente, se podrá notar que, para que un sistema de anclaje funcione adecuadamente, lo más importante a considerar es la adherencia que se

consiga entre la roca y la barra del ancla. El tipo de ancla (pasiva o activa) que vaya a ser utilizada para la estabilización de una obra subterránea depende en gran medida de la calidad y del tipo de roca que se presente localmente.

La colocación de anclaje a base de morteros son los más utilizados en las obras subterráneas, puesto que son las que garantizan una mejor adherencia entre la roca y el ancla, además de considerar el llenado de las oquedades que puede presentar el terreno, por lo que el método de manguitos es el más eficiente para cuando el terreno presenta múltiples fisuras o esta constituido por material triturado.

En terrenos donde la roca presenta buena calidad, el anclaje mecánico es muy rápido y eficiente, pues en estas condiciones se consigue una excelente adherencia entre el expansor y la roca.

En cuanto a la colocación de anclas con resinas sintéticas, el mayor defecto que se puede presentar, es el almacenamiento de los cartuchos, pues como se mencionó, las características de sus elementos decrecen a través del tiempo además de que en el caso de presencia de agua, la fijación con resina se convierte en un problema delicado.

CONCLUSIONES.

Antes de reseñar las conclusiones del anclaje como sistema de soporte en excavaciones subterráneas, es esencial hablar sobre los métodos de clasificación de macizos rocosos y de los métodos basados en la carga de roca que posteriormente dan la pauta para el uso del sistema de ademe más adecuado a las condiciones que se presentan a lo largo del trazo del túnel.

A manera de conclusión con respecto a los sistemas de clasificación geomecánica descritos en el capítulo III, se puede decir que el sistema CSiR que propone Bieniawski, y el sistema NGI propuesto por Barton, Lien y Lunde son los más completos, desde el punto de vista de la elección del sistema de soporte, pues consideran los fenómenos más importantes que tienen influencia en la estabilidad de una excavación subterránea, a diferencia del sistema RQD. Bieniawski, con su clasificación CSiR, parece dar más importancia a la orientación y la inclinación de las discontinuidades y no dar ninguna a los esfuerzos en la roca. Mientras tanto la clasificación NGI de Barton no incluye el factor de la orientación discontinuidades pero sí considera sus propiedades más desfavorables al valorar la rugosidad de las fisuras y su grado de alteración, que representan la resistencia al esfuerzo cortante del macizo rocoso.

Por lo que, sin querer restar méritos al RQD como método rápido y económico para conocer un sistema de soporte, hay que señalar que no utiliza información suficiente sobre los muchos fenómenos de comportamiento de la roca que se pueden

presentar en una excavación. Por lo que es recomendable utilizar los sistemas de clasificación geomecánicos que incluyen este índice de calidad.

A manera de conclusión, cuando se trata de problemas en macizos que implican rocas de baja calidad o con grandes flujos de agua, es recomendable utilizar el sistema NGI, puesto que el sistema CSIR se ideó originalmente para túneles a baja profundidad en roca dura fracturada.

Hablando de los métodos de carga de roca, se concluye que dichos métodos pueden proporcionar de manera rápida la presión que tendrá que ser soportada por el anclaje. Sin embargo, como en el caso del RQD, no se toman en consideración los parámetros que constituyen la calidad de la roca, además de que para su determinación hay que basarse en rangos demasiado extensos en cuanto al tipo de roca de que se trate; sobre todo en el método de carga de roca de Protodiakonov. Por lo que considero, al igual que en el caso del RQD, se utilicen las clasificaciones geomecánicas de macizos rocosos, en las situaciones arriba descritas.

En lo que respecta al anclaje como sistema de soporte para túneles en roca, se concluye que este es un sistema flexible en cuanto al tiempo y forma de colocación en comparación con los marcos de acero o de concreto. Además, el soporte de una excavación a base de anclas, permite que se desarrolle de manera más eficiente la zona plástica en torno al orificio, y en consecuencia, aumentar la capacidad de auto soporte del material constituyente del macizo rocoso.

Se debe resaltar, de nueva cuenta, que lo más importante en cuanto al uso de los anclajes como sistema de soporte, es que la calidad de la roca permita su colocación y

en consecuencia permita la adherencia necesaria que debe existir entre la roca y la varilla que anclará los elementos inestables del túnel; esto es, esencialmente, lo que garantizará que el anclaje trabaje correctamente. Los diferentes métodos de colocación que se describieron en el capítulo IV, tienen la función de estabilizar la excavación, pero la conveniencia de cada método depende de las características particulares de la obra subterránea, es decir, de las condiciones locales de fisuración o trituración de la roca.

Es también importante notar que en la gran mayoría de los casos será necesaria la utilización de malla y/o concreto lanzado en conjunto con el anclaje, para evitar que posteriormente el desprendimiento de pequeñas partes del material irrumpen en el túnel, en muy pocas ocasiones será posible utilizar el anclaje como sistema único de soporte.

Bibliografía

- ❖ Colegio de Ingenieros Civiles de México.
Artículo "Pruebas de inyectabilidad en Macizos Rocosos Fisurados"
Revista Ingeniería Civil N.238
Febrero, 1996.
- ❖ Comisión Federal de Electricidad.
Manual de Diseño de Obras Civiles.
Tomo B.3.2.
Obras Subterráneas.
- ❖ Comisión Federal de Electricidad.
Manual de Diseño de Obras Civiles.
Tomo B.3.5.
Tratamiento de Macizos Rocosos.
- ❖ Asociación Mexicana de Ingeniería de Túneles y Obras Subterráneas, A.C.
Curso Victor Hardy 1995
México, 1995.
- ❖ Hoek, E., Brown, E.T.
Excavaciones Subterráneas en Roca
Ed. Mc Graw Hill
México, 1980
- ❖ Instituto Tecnológico Geominero de España
Mecánica de Rocas Aplicada a la Minería Metálica Subterránea.
- ❖ Legget, Robert F., Karrow, Paul F.
Geología Aplicada a la Ingeniería Civil.
Ed. Mc Graw Hill
México, 1986
1ª. edición.
- ❖ Longwell, Chester R., Flint, Richard F.
Geología Física.
Ed. Limusa.
México, 1994.

- ❖ Megaw, T.M., Bartlett, J.V.
Túneles (Planeación, Diseño y Construcción)
Tomos I,II.
Ed. Limusa.

- ❖ Szechy, Karoly
The Art of Tunneling.
Ed. Akademiai kiado.
Budapest, 1973.
2nd. Edition.

- ❖ Túneles Carreteros 1984.
et. Al.
SCT.

- ❖ Universidad Nacional Autónoma de México.
Escuela Nacional de Estudios Profesionales Acatlán.
Tópicos de Geotécnia.
et. Al.
México, 1987.