

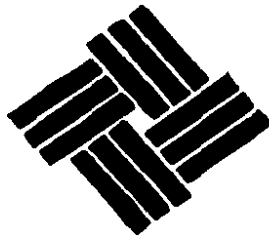
881215

6  
2ej.

# UNIVERSIDAD ANAHUAC

## ESCUELA DE INGENIERIA

con estudios incorporados a la Universidad Nacional Autónoma de México



### TRATAMIENTOS PARA MACIZOS ROCOSOS

TEJIS CON  
FALLA DE ORIGEN

T E S I S

Que para obtener el título de  
INGENIERO CIVIL  
p r e s e n t a

HORACIO RAMIREZ SOLIS

México, D. F.

1988



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.

# TRATAMIENTOS PARA MACIZOS ROCOSOS

## INDICE

Capítulo I: Introducción.	1
1.1) Las obras civiles en roca.	2
Capítulo II: Influencia de las condiciones geológicas en la construcción de obras civiles.	7
2.1) Las condiciones geológicas generales.	9
2.2) Las condiciones hidrogeológicas.	10
2.3) Las discontinuidades del macizo rocoso.	11
2.4) Características mecánicas de las rocas.	18
2.5) Los esfuerzos naturales.	19
2.6) La deformabilidad del macizo.	19
Capítulo III: Inyección.	20
3.1) Selección y preparación de las mezclas de inyección.	22
3.1.1) Propiedades de las mezclas.	22
3.1.2) Tipos de mezclas.	27
3.1.3) Preparación de las mezclas.	32
3.2) Inyectado de roca para cimentación de una cortina.	36
3.3) Inyectado en túneles revestidos de concreto.	47
3.4) Control de calidad del tratamiento.	49

<b>Capítulo IV: Anclaje.</b>	<b>50</b>
4.1) Tipos de anclaje.	50
4.1.1) Anclaje en excavaciones subterráneas.	50
4.1.2) Anclaje en obras superficiales.	54
4.2) Clases de anclas.	55
4.2.1) Anclas con dispositivos de fijación.	55
4.2.2) Pernos inyectados o lechadeados.	66
4.3) Diseño de las anclas.	69
4.3.1) Diseño para excavaciones subterráneas.	69
4.3.2) Diseño para anclaje en superficie.	72
4.4) Procedimientos de instalación.	77
4.4.1) Momentos torsores a aplicar en los pernos.	77
4.4.2) Anclaje de los pernos.	78
4.5) Control de calidad.	80
<b>Capítulo V: Drenaje.</b>	<b>82</b>
5.1) Requerimientos básicos de los drenes y filtros.	83
5.2) Métodos para el control del agua que se infiltra.	86
5.3) Sistemas de drenaje.	88
5.3.1) Drenaje en taludes.	94
5.3.2) Drenaje en túneles.	97
5.3.3) Drenaje en presas.	99
<b>Comentarios.</b>	<b>101</b>

## JUSTIFICACION.

En algunos casos la mecánica de rocas se presenta al estudiante en forma muy árida, sin darle a conocer aplicaciones prácticas o muy pocas, y, de ser este último el caso, difícilmente se le indican procedimientos y criterios. El desconocimiento en muchas ocasiones provoca desinterés.

Es objetivo de este trabajo, dar a conocer a los estudiantes principalmente, en forma comprensible, algunas aplicaciones prácticas de la mecánica de rocas en lo referente a tratamientos de masas de roca, incluyendo algunas consideraciones que intervienen en la aplicación de estos, así como ciertos procedimientos y criterios básicos para operar en cada uno de ellos.

Cada tema y subtema de este trabajo, cuando así lo desea el lector, debe ser objeto de estudios más profundos, ya que, debido al objetivo, solo se plantea un panorama general de los tratamientos para macizos rocosos, tema que hasta la fecha se ha tratado dentro de un círculo muy cerrado y ha tenido poca difusión.

# CAPITULO I

## INTRODUCCION

La mecánica de rocas tiene por objeto el estudio del comportamiento mecánico de las rocas bajo la acción de las fuerzas inducidas por su estado natural de esfuerzos o por las generadas por obras civiles contruidas sobre estas.

En su finalidad la mecánica de rocas puede considerarse idéntica a la mecánica de suelos, con la distinción de que esta última se ocupa solamente del comportamiento de los materiales no petrificados de la corteza terrestre.

En ocasiones algunos autores establecen que la mecánica de rocas estudia a las rocas duras y la mecánica de suelos a las rocas blandas, ya que, desde el punto de vista geológico ambos grupos de materiales, que constituyen a la corteza terrestre, se incluyen en el nombre genérico de "rocas"; sin embargo, este concepto debe usarse con cuidado, ya que puede resultar difícil establecer la frontera entre las rocas blandas y las duras. Mas aún, es frecuente que en el léxico ingenieril se utilicen estos términos para designar diferentes grados de consistencia, tanto en los suelos como en las rocas, resultando así mas compleja la distinción entre un suelo duro y una roca blanda; pero lejos de esta frontera, el ingeniero distingue perfectamente bien entre lo que para él es un suelo y una roca. Comúnmente se acepta que los suelos son aquellos materiales de la corteza terrestre que pueden excavarse sin el auxilio de explosivos.

Para lograr sus objetivos, la mecánica de rocas y la de suelos se fundamentan en los principios de otras ciencias como la mecánica, la teoría de elasticidad y plasticidad, la hidráulica y la geología. Siendo su finalidad esencialmente la misma y considerando que se fundamentan en los mismos principios, se han involucrado a ambas ramas de la ingeniería dentro de una sola rama denominada "geotecnia".

Aunque los principios y fines de la mecánica de rocas y la mecánica de suelos pueden considerarse básicamente iguales, las diferencias en las propiedades mecánicas inherentes a cada uno de estos dos grandes grupos de materiales que forman la corteza terrestre han obligado al ingeniero a desarrollar técnicas experimentales distintas, y diferentes

critérios de interpretación de los resultados experimentales así como de las consideraciones teóricas. Tal vez, las dificultades experimentales que ofrecen las rocas y la necesidad de ejecutar pruebas a grán escala para medir sus propiedades, han sido algunas de las razones para el desfasamiento que existe en el desarrollo de la mecánica de rocas y la mecánica de suelos.

### 1.1) Las obras civiles en roca

En la actualidad hay en el mundo tres grupos técnicos que se preocupan por las aplicaciones y el progreso de la mecánica de rocas: los ingenieros mineros, los petroleros y los ingenieros civiles. Para los primeros es de fundamental importancia el equilibrio de las masas de roca en los tiros y galerías profundas de las minas; para los segundos, el equilibrio de las perforaciones para explotación o explotación del petróleo a varios miles de metros de profundidad y para los últimos, la estabilidad de las masas de roca durante y después de la construcción de túneles, presas, caminos, vías ferreas y otras obras de ingeniería que presentan problemas importantes en los que la mecánica de rocas encuentra un amplio campo de aplicación. Con el objeto de mostrar como la mecánica de rocas puede contribuir a la mejor solución de los problemas del ingeniero civil, se describirán a continuación algunos de los campos de aplicación mas importantes:

#### Túneles y excavaciones subterráneas.

La construcción de túneles y otras excavaciones subterráneas presenta al ingeniero dos tipos de problemas principalmente: Los que se refieren a la construcción y los que tienen que ver con el diseño del revestimiento de estas excavaciones. Los ingenieros civiles con experiencia en este tipo de obras saben que la magnitud de los problemas que en ellas se encuentran esta íntimamente ligada a las condiciones geológicas y mecánicas de la roca. De aquí la importancia que tiene una adecuada localización de la estructura subterránea, en función de las características estructurales de las formaciones geológicas que debe atravesar. Muchos son los casos de sorpresas desagradables que bien pudieron haberse evitado o por lo menos previsto y eliminado sus consecuencias.

En todo tipo de obras en roca es indispensable la comunicación y el buen entendimiento entre los geólogos y los ingenieros para que cada uno

aproveche la información y punto de vista del otro.

La consideración de la información geológica permite conocer la presencia de zonas de falla o de contacto entre diferentes formaciones, depósitos permeables, canales de disolución y otros accidentes geológicos que son siempre motivo de dificultades tanto para la construcción como para el revestimiento de la estructura subterránea. De especial importancia es la información que se obtenga sobre la presencia de agua durante la construcción y de las condiciones de fracturamiento que presenta la roca. Tal información, debidamente interpretada, facilitará la elección inteligente de la localización que presente menos problemas; sin embargo, muchas veces la localización es en cierto modo obligada y no se puede hacer gran cosa para modificarla, en cuyo caso será factible analizar las posibles soluciones.

Una vez elegida la localización, la construcción plantea problemas en relación con la selección de las herramientas de perforación, sean del tipo de brocas o de aceros de barrenación, la selección de la plantilla de barrenación más conveniente, la cantidad de explosivo a utilizar y la necesidad de ademe provisional o anclajes para protección contra derrumbes.

La elección de la herramienta de perforación adecuada es un problema en el que interviene principalmente la dureza y la abrasividad de la roca.

El diseño de la plantilla de barrenación y la cantidad de explosivo requerido dependen principalmente de la tenacidad de la roca y de sus condiciones de fracturamiento.

La elección del tipo y cantidad de ademe provisional o anclaje está en función de la resistencia de la roca, de sus condiciones de fisuramiento y de la orientación de los planos predominantes de fractura.

Problema fundamental en la construcción es el drenaje adecuado de las filtraciones, que serán también función de las condiciones de fracturamiento y de la permeabilidad de la formación rocosa.

Es indiscutible que en las decisiones relativas a los problemas anteriores interviene de manera considerable la experiencia personal del ingeniero que está al frente de la construcción de la obra, sin embargo, esta experiencia puede ser y en ocasiones ya ha sido sistematizada y convertida en reglas racionales o semi-empíricas que serán siempre de



gran utilidad en casos futuros.

La elección del tipo y espesor del revestimiento en caso de ser necesario en los túneles, puede hacerse en la actualidad sobre una base analítica que toma en cuenta las condiciones de equilibrio de la masa rocosa alrededor de la galería y las características de resistencia y de elasticidad de los materiales que constituyen al revestimiento y a la roca misma.

Una vez terminado el revestimiento (si es que fué requerido), es necesario realizar trabajos de inyectado en la roca y detrás del revestimiento, con diversas finalidades dependiendo de las condiciones de trabajo del túnel y de las características de la roca. Así en el caso de túneles de poca profundidad, no sujetos a presiones interiores, y en rocas relativamente sanas, puede requerirse solamente un inyectado de retaque en el contacto entre la roca y el revestimiento con lechadas de cemento a baja presión; mientras que en el caso de túneles que soportan presiones interiores, puede ser conveniente hacer inyectados a mayores profundidades dentro de la roca y a presiones considerablemente mayores. La decisión sobre el criterio a seguir en relación con la profundidad de las perforaciones y la magnitud de las presiones que deban emplearse se puede fundar en un análisis de las condiciones de equilibrio alrededor del túnel tomando en cuenta la magnitud de los esfuerzos naturales existentes en la roca, sus condiciones de fracturamiento, la magnitud de la presión interior que actúa sobre el revestimiento y las características de elasticidad y plasticidad tanto de la roca como del material de revestimiento.

### Presas:

En el diseño y construcción de presas las rocas plantean dos problemas fundamentales: uno, el de la estabilidad general de la roca como elemento de la cimentación y el otro el de la permeabilidad. Ambos problemas están ligados a las propiedades mecánicas de la masa de roca ya que en el estudio del primero son de primordial importancia la resistencia y deformabilidad bajo la acción de los esfuerzos aplicados y por otra parte, la permeabilidad (propiedad mecánica) depende de las condiciones de fracturamiento del macizo.

Estos dos problemas fundamentales adquieren diferente importancia dependiendo del tipo de estructura de que se trate. Así mientras que el problema de la deformabilidad de la roca tiene una gran importancia en

presas de arco o bóveda, en las de tierra y enrocamiento carece de ella.

En las presas de gravedad la deformabilidad es también importante, aunque éstas se pueden adaptar a rocas cuyos asentamientos no soportarían las de arco o bóveda. Por su parte, la resistencia es también generalmente más importante en la presas de arco o bóveda a causa de la alta concentración de esfuerzos en la zona de contacto con la estructura; su importancia se reduce grandemente en las presas de tierra y enrocamiento. En estas condiciones, son las presas de arco o bóveda las que normalmente requieren mayor atención, sin que se quiera decir que puedan descuidarse las presas de otros tipos, ya que aún las presas de tierra han sufrido deslizamientos por la presencia de estratos blandos dentro de rocas estratificadas.

De manera similar al caso de los túneles, el estudio previo de las características geológicas del sitio permitirá siempre hacer la elección más acertada, no solo del lugar para la construcción de la obra, sino también del tipo de estructura y de sus características geométricas. La amplitud de la información necesaria, relativa a la resistencia y elasticidad o plasticidad de las masas de roca de cimentación, es una función del tipo de presa que se haya elegido y de las condiciones locales; pero en términos generales puede asegurarse que la ejecución de pruebas in-situ para determinar estas propiedades tiene mayor importancia en las presas de arco o bóveda.

En cuanto al problema de la permeabilidad de las rocas pueden distinguirse dos aspectos: uno, la magnitud de los gastos de filtración que significan pérdida del agua de almacenamiento, y otro, la magnitud de las subpresiones que se generan dentro de la masa de roca a consecuencia del agua que se filtra del almacenamiento. El primer aspecto plantea la necesidad de interceptar las filtraciones a base de elementos impermeables contruidos por pantallas de inyección, y el segundo, la necesidad de reducir o eliminar tales subpresiones que introducen condiciones de inseguridad en la cimentación de la presa.

Dos criterios existen en la actualidad en relación con la ejecución de tratamientos de inyección en la cimentación de presas. Uno establece que las presiones con las que se inyectan las lechadas nunca deben exceder la presión ejercida por el peso propio de la roca, mientras que el otro acepta presiones considerablemente más altas. La experiencia ha demostrado que ambos criterios tienen su justificación dependiendo

del caso particular y del fisuramiento de la roca.

En el alivio de las subpresiones es bien reconocida la importancia del drenaje a base de pantallas constituidas por hileras de perforaciones, cuyo espaciamiento y profundidad son también función de las condiciones de fisuramiento y estratificación de las masas de roca.

#### Estabilidad de taludes:

Se ha intentado analizar la estabilidad de los taludes en roca utilizando los procedimientos que se siguen en la mecánica de suelos, pero la adaptación de tales procedimientos presenta serias dificultades: Por una parte, la forma de las superficies de deslizamiento no se define en la forma tan aproximada como en los suelos; por la otra, los valores de la resistencia al corte que intervienen en el equilibrio de la masa presentan problemas para su determinación suficientemente aproximada. Sin embargo, teniendo en cuenta las condiciones de fracturamiento y la orientación de los planos de fisura o de estratificación, pueden en muchos casos hacerse predicciones bastante aproximadas de las condiciones de estabilidad y de las medidas necesarias de protección contra posibles problemas de deslizamiento. Una de las formas más recientes de resolver ese problema consiste en la utilización de anclas que introducen en la roca un estado de esfuerzos con una dirección conveniente para incrementar las presiones de contacto entre los planos a lo largo de los cuales tiende a producirse el deslizamiento.

Durante el desarrollo de este trabajo se hará mención a los estudios de las condiciones geológicas más importantes a considerar en este tipo de obras (Capítulo II) y a los métodos de inyección (Capítulo III), anclaje (Capítulo IV), y drenaje (Capítulo V) más comunes que forman parte de las diversas soluciones para mejorar las propiedades mecánicas de los macizos rocosos.

## CAPITULO II

### INFLUENCIA DE LAS CONDICIONES GEOLOGICAS EN LA CONSTRUCCION DE OBRAS CIVILES

Al realizar las investigaciones necesarias para proyectar una obra civil en roca, muchas veces se definen varias alternativas para elegir el sitio y las características de la construcción.

Para poder proyectar las distintas estructuras que constituirán la obra, es indispensable el conocimiento de la geología de la zona lo más a fondo posible para saber si las características de permeabilidad, resistencia y estabilidad de la masa de roca satisfacen los requerimientos de la obra por ejecutar. Resulta muy difícil encontrar un sitio en el que las características naturales del macizo sean de por sí suficientes y aceptables para soportar las condiciones de trabajo a las que será sometido al construir una obra del tipo de los túneles, presas o taludes y normalmente los estudios geológicos ayudan a definir si es posible corregir los defectos mediante tratamientos especiales.

Para la realización de los estudios geológicos se hacen necesarios, entre otras cosas, sistemas de descripción o clasificación de macizos rocosos, que permitan combinar los hechos observados, la experiencia y el criterio ingenieril, para proveer una valoración cuantitativa de las condiciones de la roca.

Entre los propósitos de un sistema de descripción de rocas se encuentran:

- Dividir el macizo rocoso en grupos de comportamiento similar.
- Proporcionar las bases para la comprensión de las características de cada grupo.
- Facilitar la planeación y el diseño de las obras en roca, suministrando la información cuantitativa que se requiere para la solución de los problemas de ingeniería.
- Establecer una base común para la comunicación efectiva entre todas las personas involucradas en el proyecto y la construcción.

Los propósitos anteriormente descritos podrán alcanzarse si los sistemas de descripción reúnen los siguientes atributos:

- Simples, fáciles de recordar y entender.
- Claros en cada uno de sus términos, con una terminología ampliamente aceptada.
- Que se incluyan únicamente las propiedades más significativas de los macizos rocosos.
- Que se basen en parámetros medibles que puedan ser determinados mediante pruebas apropiadas, rápidas y económicas en el campo.
- Que sean lo suficientemente generales como para que un macizo rocoso posea la misma clasificación independientemente de que la obra sea un túnel, un talud o una cimentación.

El sistema de descripción de las características de macizos rocosos que se emplea, deberá aplicarse sucesivamente a cada una de las zonas de la masa de roca, individualizadas previamente teniendo como base reconocimientos geológicos, y definidas como relativamente homogéneas para satisfacer algunas hipótesis estructurales.

Una descripción de las masas de roca, útil para la ingeniería subterránea (túneles y cimentaciones) y para estudios de taludes, es la proporcionada por la Association Française des Travaux en Souterrain (A.F.T.E.S.), que proporciona datos relativos a:

- 1) Las condiciones geológicas generales.
- 2) Las condiciones hidrogeológicas.
- 3) Las discontinuidades del macizo rocoso.
- 4) Las características mecánicas de las rocas.
- 5) Los esfuerzos naturales.
- 6) La deformabilidad del macizo rocoso.

## 2.1) Las condiciones geológicas generales:

Las condiciones geológicas de la zona en estudio deberán describirse en un informe geológico que es la síntesis de los datos provenientes de los estudios hechos expresos para el proyecto y la documentación existente al respecto.

El informe geológico incluye normalmente:

a) Un levantamiento de afloramientos acompañado de un mapa geológico y de un esquema tectónico y estructural; estos serán complementados por los cortes de sondeos y los cortes geológicos que permiten localizar exactamente la implantación de la obra.

b) Un mapa de las formaciones y fenómenos superficiales (disoluciones, derrumbes, flujo plástico de la roca, etc.), sobre todo en las zonas donde se realizarán los portales de las obras subterráneas y en las zonas donde estas se sitúan a poca profundidad.

c) La descripción petrográfica y litológica de las formaciones rocosas; la indicación de la existencia de rocas solubles ( Sal, Yeso, etc.).

d) El estado de alteración del macizo rocoso en su conjunto, descrito de tal forma que establezca una zonificación de la alteración de acuerdo a la tabla 2.1.

Tabla 2.1 Descripción del estado de alteración del macizo rocoso

Clase	Descripción	Terminología
A M 1	Ninguna señal visible de alteración o indicios muy leves de alteración limitados a las superficies de las discontinuidades principales.	Sano
A M 2	Las superficies de las discontinuidades principales están alteradas pero la roca sólo lo está levemente.	Levemente alterado

A M 3	La alteración se extiende a toda la masa rocosa, pero la roca no es -- fracturable.	Medianamente alterado
A M 4	La alteración se extiende a toda la masa rocosa y la roca es en grán - parte fracturable.	Muy alterado
A M 5	La roca está totalmente descom-- puesta y es muy fracturable, sin embargo la textura y la estructura de la roca están preservadas.	Completamente alterado

## 2.2) Las condiciones hidrogeológicas:

Las mayores dificultades encontradas en las obras en roca, muy a menudo están relacionadas con la presencia de agua. Las filtraciones hacia la excavación modifican el campo de esfuerzos con respecto a la estabilidad en sentido desfavorable. Grandes cantidades de agua interfieren considerablemente en los trabajos.

Las condiciones hidrogeológicas quedan definidas por los valores de la carga hidráulica (H) y el de la permeabilidad (K).

### a) Carga hidráulica (H):

Puesto que existe anteriormente a la obra por ejecutar, la carga hidráulica se expresará tomando como cota de referencia el nivel más bajo de la sección de la obra que se esté considerando.

Se describen los rangos de clasificación en la tabla 2.2

### b) Permeabilidad (K):

Se deberá precisar el tipo de permeabilidad, distinguiendo en particular la permeabilidad relacionada con las discontinuidades del macizo y la permeabilidad propia de la roca. Para describir la permeabilidad se utilizan los rangos de la tabla 2.3. Esta descripción es preliminar a los estudios realizados en pruebas de campo con el ensayo Lugeon.

Clase	CARGA HIDRAULICA (H) en m. por arriba del piso de la cbra subterránea.	Término descriptivo
H 1	Menor de 10 m.	Baja
H 2	De 10 a 100 m.	Media
H 3	Mayor de 100 m.	Alta

Clase	PERMEABILIDAD (K) en m/s.	Término Descriptivo
K 1	Menos de $10^{-8}$	De muy baja a baja
K 2	De $10^{-8}$ a $10^{-6}$	De baja a media
K 3	De $10^{-6}$ a $10^{-4}$	De media a alta
K 4	Más de $10^{-4}$	De alta a muy alta

### 2.3) Las discontinuidades del macizo rocoso:

El término "discontinuidad" se usa en mecánica de rocas en un sentido muy general, para designar cualquier interrupción física de la continuidad del macizo rocoso; incluye todos los tipos de fracturas, los contactos geológicos, los planos de estratificación, los clivajes y las fallas. Muy frecuentemente las discontinuidades son estructuras de caras planas o casi planas y se caracterizan esencialmente por una resistencia a la tensión muy baja o nula en dirección normal a su plano.



Para una descripción completa de las discontinuidades se recomienda determinar las características siguientes:

- a) La densidad de las discontinuidades que afectan al macizo.
- b) La orientación de las discontinuidades.
- c) La organización de las discontinuidades en familias, que comprenderá el estudio del número  $N$  de familias principales de discontinuidades y del espaciado  $S$  entre las discontinuidades de cada familia.

d) La abertura de las discontinuidades:

La distancia entre las caras de una discontinuidad juega un papel importante en su comportamiento mecánico y también influye en la circulación de agua en el macizo.

e) La persistencia, que corresponde a la continuidad, en el espacio, de una discontinuidad. Está limitada por la existencia de puentes de materia rocosa entre las caras.

f) El relleno, que influye en el comportamiento de una discontinuidad y por lo mismo habrá que determinar su naturaleza, espesor y resistencia.

g) El estado de alteración:

Las rocas al ser sometidas a la acción agresiva del ambiente sufren modificaciones en su estructura y en su composición mineralógica.

El efecto del ambiente en un macizo rocoso se hace más notorio en sus discontinuidades, es en ellas donde se pueden apreciar las mayores alteraciones del macizo. La alterabilidad tiene relación con la resistencia y deformabilidad de la roca; ya que a mayor grado de alteración, menor resistencia y mayor deformabilidad del material.

En el caso de obras subterráneas como túneles carreteros este parámetro es de gran importancia, ya que en muchas ocasiones, se tiende a construir los túneles a poca distancia de la pendiente de una ladera con la finalidad de reducir su longitud, lo cual no es conveniente, ya que es precisamente en esta zona donde comúnmente el macizo presenta un mayor grado de alteración.

Entre las discontinuidades de mayor importancia se encuentran la estratificación, las fracturas y las fallas cuya importancia en la construcción de obras en roca se explicará a continuación:

### Estratificación:

La posición relativa de la futura obra con respecto a los planos de estratificación, principalmente en rocas sedimentarias, es importante desde varios puntos de vista:

En el caso de túneles o galerías, la presión total sobre el revestimiento y la forma como se distribuye a lo largo de estos, depende en primer lugar de la estratificación. Los cuadros de la figura 2.1 muestran la influencia de esta discontinuidad.

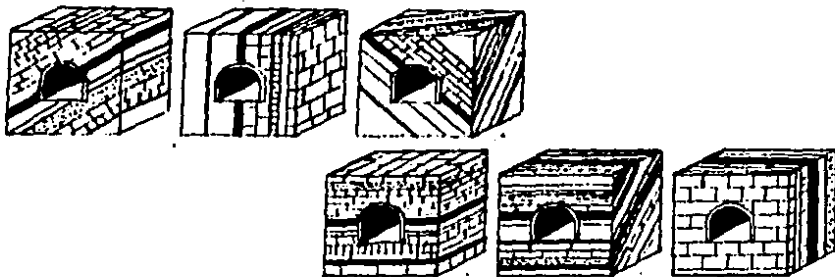


Figura 2.1 Influencia de la estratificación sobre el revestimiento de un túnel.

Existen dos posiciones extremas de la dirección de túneles en relación a la orientación de la estratificación; y entre ellas hay numerosas posiciones intermedias.

1.- Túneles en dirección. Su eje longitudinal coincide con la dirección de los estratos (fig. 2.2a), lo cual es aconsejable si la formación atravesada presenta buenas características.

2.- Túneles atravesando estratos. El túnel es llevado perpendicular o oblicuo a la dirección de las capas (fig. 2.2b), lo cual origina el atravesar varios tipos de rocas con diferentes propiedades e

Inclinaciones, esto puede crear problemas de estabilidad o de permeabilidad.

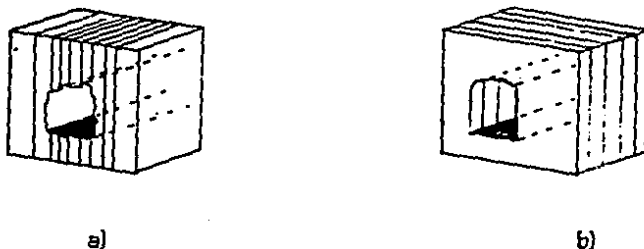


Figura 2.2 Inclinación de los estratos respecto a un túnel

a) Túnel paralelo al rumbo de las capas verticales.

b) Túnel perpendicular al rumbo de las capas verticales.

La inclinación de los estratos respecto a una excavación es importante por lo siguiente:

- Si los estratos son verticales, y se hace la excavación perpendicular al rumbo, cada estrato puede actuar como una viga dándole mayor estabilidad.
- Si la estratificación es inclinada pueden presentarse problemas de inestabilidad, más aún si se encuentran rocas alteradas, falladas, fisuradas o intercalaciones de rocas competentes e incompetentes con bajo ángulo de fricción. En éste caso hay que seleccionar correctamente el sentido de ataque de la excavación, para estabilizar lo más posible.
- En el caso de estratos horizontales, la estabilidad de la excavación es función del espesor de las capas, el fracturamiento y la resistencia a la tensión de la roca considerando las variaciones en el contenido de agua, ya que este último aumenta el peso que debe soportarse en el techo.

La situación estructural de las capas es significativa dado que si se construye un túnel en un anticlinal, la presión en el techo será menor que en un sinclinal y existirá una mayor estabilidad. Además si la masa rocosa es permeable, en los anticlinales el agua escurrirá por los flancos mientras que en los sinclinales fluirá hacia el túnel (fig.2.3)

En cuanto a la tendencia al deslizamiento de bloques al interior de la excavación, los tramos desfavorables son las entradas de los anticlinales y los favorables las zonas centrales de los mismos.



Figura 2.3 Túneles situados en anticlinales y sinclinales

En túneles cercanos a las laderas escarpadas una estratificación desfavorable puede poner en peligro la estabilidad de la excavación en su totalidad (fig. 2.4).



Figura 2.4 Túneles próximos a laderas escarpadas

### Fracturas:

La presencia de fracturas, cualquiera que sea su origen y roca que se afecte, puede causar serios problemas de estabilidad, ya que comúnmente se presentan asociadas en uno o varios sistemas con diversas direcciones e inclinaciones, los cuales definen bloques inestables.

En el caso de rocas estratificadas horizontales, el fracturamiento es importante, ya que si el espesor de la capa es grande y tiene pocas fracturas el estrato actúa como viga proporcionando estabilidad (fig.2.5a), en cambio en los macizos con estratos delgados y con fracturas, tiende a quedar una zona inestable en el techo (fig 2.5b) de aproximadamente 0.5 el ancho del túnel.

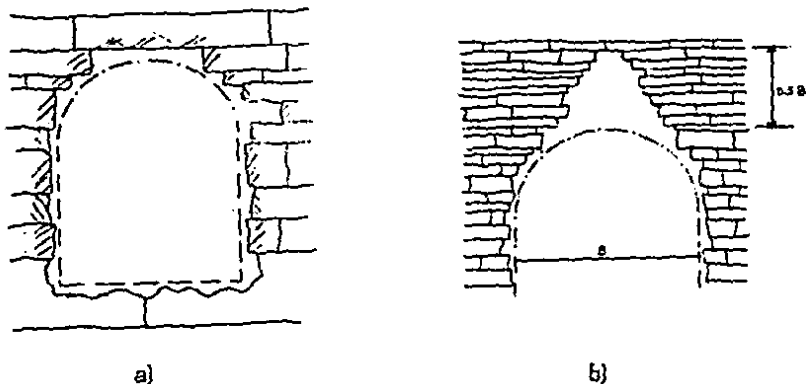


Figura 2.5 a) Las rocas estratificadas horizontales cuando son de espesor grande son estables.  
b) Las rocas con estratificación delgada y en posición horizontal o inclinada, fracturadas, dan lugar a desprendimientos en el techo.

### Fallas:

La presencia de fallas pueda ocasionar múltiples problemas durante la excavación de túneles o galerías:

Las fallas deben detectarse perfectamente, conocer posición respecto a la obra y donde están los bloques desplazados para planear el sentido de ataque y la forma de estabilizar las paredes.

Es importante determinar si la falla es inactiva o activa, ya que si este último es el caso, poco podrá hacerse para proteger la construcción, por que el túnel se vería sometido repentinamente a fuertes esfuerzos cortantes que inclusive podrían ocasionar corrimientos.

Si por necesidad de proyecto hay que atravesar una falla, es conveniente hacerlo lo más perpendicular que sea posible, para así acortar la zona de problemas. Si es necesario seguir el trazo de la excavación paralelo a la falla, es también recomendable que se aleje lo más posible de ella.

En ocasiones las zonas de falla están formadas por materiales alterados o faltos de cohesión con tendencia a fluir si se excava un túnel, y que pueden confundirse con arena. Si el relleno esta formado por materiales expansivos, pueden provocarse presiones sobre los revestimientos. También puede estar formado por algún material impermeable que podría obstaculizar el paso del agua subterránea de uno al otro lado de la falla, produciendo fuertes cargas hidrostáticas sobre el túnel.

## 2.4) Características mecánicas de las rocas:

La descripción efectuada para la clasificación preliminar del proyecto, en zonas, será complementada por una identificación petrofísica concerniente a su calidad, resistencia, su potencialidad de expansión y su alterabilidad.

- Para la determinación de la calidad de macizos rocosos existen varios métodos, de entre los cuales destaca el propuesto por Barton por tomar en cuenta para la obtención del índice de calidad de la masa rocosa (Q) los siguientes factores:

El número de sistemas de fisuras o juntas.

La rugosidad de las juntas.

Las condiciones de flujo de agua.

El grado de alteración de las juntas.

Las condiciones de esfuerzos.

Este índice será tanto más cercano al 100% cuanto más compacta y más sana sea la roca (ausencia de fisuras, de poros y de alteración).

- La resistencia a la compresión simple es uno de los parámetros más tradicionales en la mecánica de rocas, sin dejar de considerar la resistencia a la flexión, a la tensión y al cortante. Para cada uno de éstos parámetros se han diseñado métodos de prueba estandarizados, algunos de los cuales han tenido su origen en las pruebas que se realizan a especímenes de concreto.

- La expansión o hinchamiento de la roca corresponde a un aumento, con el transcurso del tiempo, del volumen de la roca, que está relacionado con un aumento del contenido de agua, una modificación de los esfuerzos o una combinación interactiva de éstos dos factores.

Cuando la expansión es contrarrestada se desarrollan esfuerzos que pueden ser importantes.

La causa principal del hinchamiento de las rocas es la retención de agua por los minerales hidrófilos que son principalmente arcillas, hidróxidos y sulfatos.

#### - La alterabilidad de la roca:

Es importante saber si en la roca atravesada es posible ver disminuir las características mecánicas como consecuencia de su sensibilidad a las modificaciones del medio ambiente producidas por los mismos trabajos en ella. Esta capacidad de cambio constituye la alterabilidad de la roca y corresponde a la sensibilidad a las modificaciones siguientes:

- Las relativas a los fluidos en contacto con la roca (composición, saturación, presiones, circulación).
- Modificaciones del estado de esfuerzos.
- Modificaciones térmicas: que comprenden los efectos de congelación del agua y los coeficientes de dilatación térmicos de los diversos minerales de la masa de roca.

#### 2.5) Los esfuerzos naturales:

El análisis cuantitativo de las condiciones de estabilidad de una obra subterránea, presupone el conocimiento del estado de equilibrio inicial, o sea de los esfuerzos naturales. Los sistemas de medición que se emplean son difíciles de instalar en la mayoría de los macizos; su interpretación en términos de esfuerzos naturales es delicada si se consideran las características de discontinuidad y anisotropía de los macizos rocosos.

#### 2.6) La deformabilidad del macizo:

Debido a la presencia de discontinuidades, la deformabilidad del macizo rocoso es muchas veces mucho más fuerte que la determinada en laboratorio por medio de muestras. La interpretación de las deformaciones del macizo (expansiones, hundimientos, deslizamientos), necesita el conocimiento de las características de deformabilidad a nivel de masa de roca. Estas características pueden obtenerse mediante pruebas in-situ que comprenden volúmenes importantes del macizo. Las pruebas con gato plano de placa rígida son las más comunes.



## CAPITULO III

### INYECCION

El tratamiento por medio de inyecciones es una técnica en la cual se hace entrar un mortero a la roca de tal forma que el aire o agua existente en las fisuras y fallas sea reemplazado por un producto específico que inhiba el flujo de agua a través de la masa, y que de ser posible le añada resistencia.

La inyección en roca normalmente requiere el uso de un mortero consistente de cemento portland y agua. Arena, arcilla, polvo de roca y otros materiales inertes pueden utilizarse de relleno para reducir el costo de la operación donde las fisuras son suficientemente largas para aceptar grandes cantidades de mortero. Bentonita, puzolana, cemento pobre y otros materiales cementantes se han usado en lugar del cemento portland cuando las circunstancias lo han permitido.

Para llevar estos materiales hasta las fisuras más finas, es necesario tener un contenido de agua elevado en el mortero, más de lo necesario para la hidratación del cemento, ya que se requieren presiones muy elevadas para la inyección y la fluidez es muy importante. Las presiones elevadas no solo forzan al mortero a entrar en las fisuras sino que también expelen el agua contenida en los poros, asegurando así que el producto tenga una resistencia adecuada.

#### Objetivos de las inyecciones:

Los tratamientos de inyección pueden ser utilizados en relación con alguno(s) de los siguientes requerimientos.

- a) Reducción de las filtraciones en presas o en excavaciones por debajo del nivel freático.
- b) Consolidación de cimentaciones de presas, plantas energéticas y estructuras similarmente pesadas.
- c) Control de las presiones de poro en las laderas de cimentación de presas.
- d) Transmisión de esfuerzos en túneles a presión, a la roca

circundante.

- e) Reparación de daños causados por voladuras en rocas que rodean túneles o excavaciones.
- f) Prevención de filtraciones hacia casas de máquinas subterráneas y construcciones similares.

Las pantallas de inyección (frecuentemente usadas en presas) son zonas de roca tratada, normalmente en forma vertical, que tienen una profundidad, longitud y ancho considerables. El efecto de las pantallas de inyección es similar a una pared de baja permeabilidad en la roca por debajo y en los flancos de una cortina.

En combinación con drenes, las pantallas de inyección pueden servir para una reducción efectiva de las presiones de poro, evitando así altos riesgos de deslizamientos progresivos de las cortinas.

La cimentación de cualquier presa necesita ser impermeable y tener una resistencia a la compresión adecuada. También es deseable tener un cierto grado de homogeneidad para evitar asentamientos diferenciales. Las inyecciones son frecuentemente utilizadas bajo presas y otras estructuras pesadas para consolidar la roca e incrementar la capacidad de carga. Las inyecciones de consolidación son igualmente aplicables a masas de roca donde se construyen túneles.

En la construcción de túneles, además de las inyecciones de consolidación de la roca circundante, suelen utilizarse procedimientos de inyección en el frente de la excavación en terreno húmedo para prevenir flujos desastrosos de agua al interior cuando se llega a alguna falla. Otros procedimientos de inyección aplicados en túneles son los enfocados al relleno del espacio entre la roca y el recubrimiento de concreto, y en ciertos diseños, para proveer de un presfuerzo a dicho recubrimiento.

Los trabajos de inyectario ocupan en la actualidad un lugar muy importante en las obras de Ingeniería debido al avance de la técnica empleada, al mejor conocimiento del comportamiento de los materiales y de los resultados obtenidos en muy diversos casos.

### 3.1) Selección y preparación de las mezclas de inyección.

#### 3.1.1) Propiedades de las mezclas.

##### Penetrabilidad:

Una inyección es tanto más económica que otra cuando para la misma presión de inyectado se obtiene un mayor radio de acción del tratamiento, es decir, si entre dos productos estudiados se hacen inyecciones en las mismas condiciones en cuanto a presiones de inyección y permeabilidad, y se observa una penetración mayor en el primer producto, se puede afirmar que éste tiene una mayor penetrabilidad que el segundo. Lo anterior establece un parámetro de comparación básico. La penetrabilidad de una suspensión se rige por el concepto de fluidez, o sea la velocidad de escurrimiento a través de la sección de un dispositivo conocido de ensaye.

##### — Fluidez:

Esta característica constituye la prueba de control de calidad más importante para las mezclas de inyección. El ensaye para determinar la fluidez de una mezcla no requiere de equipo complicado o costoso y basta con un cono de dimensiones conocidas (cono Marsh), como el que se muestra en la figura 3.1a), un recipiente graduado y tarado y un cronómetro con sensibilidad de décimos de segundo. Con lo anterior, se puede medir el tiempo en segundos necesario para vaciar un volumen determinado el cual es función del límite de fluencia y de la densidad de la mezcla. El volumen de lechada comúnmente utilizado es de 1 a 1.5 litros.

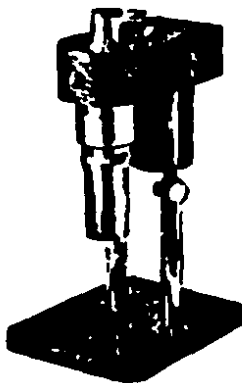
En laboratorio, para determinaciones más exactas, se puede emplear el viscosímetro de cilindros coaxiales. fig 3.1b).

La fluidez y la estabilidad de las mezclas están íntimamente ligadas al contenido de agua, ambas propiedades varían generalmente en sentido inverso; la inyectabilidad óptima consiste en establecer un equilibrio y cierta relación entre las dos.

El equilibrio de la fluidez y de la estabilidad se puede alcanzar con la adición de arcilla a la lechada de cemento, lográndose de esta manera, un producto de relativamente bajo costo por metro cúbico y que puede



a)



b)

Figura 3.1 a) Cono Marsh y taza graduada.  
b) viscosímetro de cilindros coaxiales.

usarse exitosamente para inyectar rocas con fisuras finas, medianas o grandes; sin embargo, no debe olvidarse que en las mezclas para inyectar aluviones, la arcilla es uno de los materiales que debe emplearse en mayor proporción.

#### — Decantación:

La decantación es un proceso de separación de partículas y se define decantado como el espesor de la lámina de agua que se forma sobre una suspensión después de la sedimentación de sus partículas sólidas. Esta separación de fases da lugar, sobre todo en fisuras y cavidades horizontales, a un paso por donde puede circular el agua.

La decantación de una suspensión antes de fraguar, produce una disminución del contenido de agua de la fase sólida y un aumento de su resistencia; lo anterior varía en un intervalo muy amplio y va en función de la naturaleza de la lechada y de la granulometría del terreno.

El grado de decantación que presenta cada lechada debe tenerse en consideración, ya que mientras mayor sea el volumen de agua libre que tenga ésta, mayor será el riesgo de "exprimirse".

#### Exprimido:

Es la separación del agua de una lechada que se filtra a través del medio poroso cuando se somete a la presión de inyección.

Un aparato mundialmente utilizado para medir el volumen de agua de la mezcla inyectada que se filtra en la roca y el espesor de los sólidos de la mezcla prensada resultante es el filtro-prensa. El fenómeno que se logra reproducir con éste aparato es el de la inyección de lechadas de cemento, arcilla-cemento, y bentonita-cemento en rocas porosas y fisuradas. Los resultados pueden indicar si la granulometría de la mezcla de inyección es la adecuada o no.

Las mezclas de inyección que tienen alta resistencia al exprimido deben reunir las siguientes cualidades:

- Normalmente conservan la homogeneidad durante casi todo el inyectado del subsuelo.
- Como consecuencia del punto anterior la estabilidad de las mezclas se conserva durante un tiempo bastante largo.
- Dado que la estabilidad se conserva, se evita en gran parte la producción de obturaciones o taponamientos a la entrada de las

fisuras.

#### — Tixotropía:

La tixotropía es una característica que se atribuye a las mezclas hechas con ciertas arcillas que se licúan al ser agitadas y que al estar en reposo se gelifican.

Las arcillas bentónicas son las que más fácilmente cumplen con estas características al formar una mezcla.

El proceso tixotrópico es reversible (se conoce como reopexia), dando oportunidad a que se repita varias veces.

La tixotropía permite que a velocidades importantes la lechada penetre y, finalmente, al disminuir la velocidad adquiere una viscosidad suficiente para evitar la decantación de las partículas y lograr que la mezcla inyectada sea suficientemente homogénea. La tixotropía puede determinarse por medio del viscosímetro de cilindros coaxiales.

#### — Resistencia a la compresión simple:

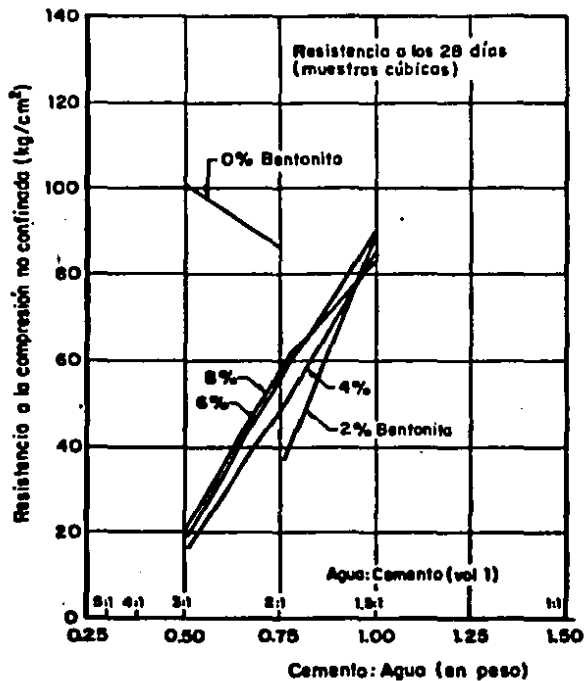
El efecto de interacción entre la resistencia del terreno y la de la mezcla es importante en la resistencia del conjunto.

Los materiales (arcilla, arena fina, etc) que se añaden a las mezclas para reducir la cantidad de cemento a inyectar, generalmente causan una disminución de la resistencia a la compresión simple del mortero; esto deberá tomarse en cuenta para lograr el equilibrio entre la economía del mortero de inyección y la resistencia que se requiere en el tratamiento.

La resistencia final alcanzada por la mezcla de inyección, es también función del medio de curado en que queda situada, así, si existe agua subterránea se tendrá un mejor curado que cuando el mortero se aplica en roca sin nivel freático para aumentar su resistencia.

La prueba de resistencia a la compresión simple es inútil y poco significativa cuando se pretenden utilizar mezclas químicas.

La gráfica 3.1 muestra la resistencia a la compresión simple contra el cociente cemento/agua en peso, de mezclas con diferentes porcentajes de bentonita en peso del cemento, y da una idea de las variaciones de resistencia (a los 28 días) de acuerdo con los porcentajes de bentonita.



Gráfica 3.1

Cuando se prevé una reducción importante de la relación agua-cemento por efecto de exprimido, la prueba de compresión simple deberá reproducir la condición final de la lechada de inyección, es decir, la condición posterior al exprimido.

### 3.1.2) Tipos de mezclas.

#### — Mezclas inestables:

Una mezcla es inestable si las partículas sólidas en suspensión tienden a sedimentarse cuando deja de estar en movimiento. La mezcla inestable típica es la agua-cemento, que puede ser utilizada en el tratamiento de macizos fisurados, pero no para la impregnación de materiales incoherentes.

El agua libre separada del material sedimentado varía con el tipo de cemento, con el proporcionamiento de la mezcla y con la velocidad de revoltura del mezclador.

Para dar una idea del decantado que se obtiene al variar la relación agua-cemento en una suspensión inestable, se presentan los resultados experimentales siguientes:

cemento/ agua (en peso)	Decantado (% respecto a la altura de la muestra)
1/1	5 a 35
1/2	15 a 60
1/3	32 a 72

A fin de asegurar la penetración de las mezclas agua-cemento y de los morteros agua-cemento-arena es importante que la relación del tamaño de los sólidos cumpla con la regla siguiente:

Diámetro de la abertura > 15 veces el diámetro de los sólidos de la mezcla.

que expresada en otra forma:

$$e_f > 15 D_{85}$$

donde:

$e_f$  espesor de la fisura

$D_{85}$  diámetro tal que el 85% de las partículas sólidas de la mezcla



son menores a ese diámetro.

Las mezclas inestables se emplean también en el anclaje de las masas rocosas, rellenando el espacio comprendido entre la perforación en la roca y el ancla. Se selecciona la mezcla adecuada mediante pruebas de laboratorio en las que se obtiene la relación entre la resistencia a la compresión y el proporcionamiento de sus ingredientes.

— Mezclas estables.

Las mezclas estables son las que tienen menos del 5% de decantación. Existe una extensa variedad de combinaciones de productos base y aditivos para reducir al mínimo la sedimentación durante el fraguado, las mas comunes son a base de arcillas.

a) Cemento-bentonita:

La adición de bentonita (cuando se trata realmente de una bentonita con LL del orden de 400 o 500 por ciento) puede ser pequeña (del 2 al 4 por ciento de cemento) y reducir la decantación sin afectar en forma importante la resistencia.

La resistencia de la lechada depende principalmente del tipo de cemento y de la relación cemento/agua. La influencia de la bentonita puede ser notable y favorable cuando la dosificación de cemento es baja.

Para la relación cemento-agua de 1 a 1.5 resulta confiable la relación de Bolomey:

$$R = K (C/A - 0.5)$$

donde:

R    resistencia a la compresión simple  
C/A    relación cemento-agua en peso  
K    coeficiente que depende del tipo y edad del cemento

Para dosificaciones cemento-agua menores a las consideradas en la ley de Bolomey (1 a 1.5) se puede emplear la relación:

$$R = K (C/A)^n$$

donde K varía entre 5 y 130 kg/cm<sup>2</sup> (a los 28 días) y el exponente n

aunque también variable, puede considerarse de acuerdo a la tabla siguiente:

<u>C/A (en peso)</u>	<u>n</u>
0.2 a 0.4	3 a 2
0.4 a 1.0	2 a 1.5

Para impermeabilizar son usuales lechadas con una relación C/A de 0.6 a 1.2, al disminuir dicha relación aumenta la dosificación necesaria de bentonita.

En inyecciones de consolidación se emplea una relación C/A comprendida entre 0.5 y 1.2, sin embargo, por el fenómeno de exprimido se pueden obtener resultados análogos con menor cantidad de cemento.

b) cemento- arcilla:

La suspensión arcilla-agua aunque es estable, puede requerir de cemento para aumentar su resistencia.

Para una relación cemento-agua dada (con base en la resistencia prevista), la cantidad de arcilla requerida para obtener una lechada satisfactoriamente estable depende en gran parte de la propia calidad de la arcilla, y será generalmente mayor que la bentonita para obtener una mezcla estable e inyectable. Como la arcilla común es más económica que la bentonita, se puede utilizar en casos de consumos fuertes de lechadas.

Para relaciones cemento-agua en peso superiores a 0.3 se obtiene la expresión:

$$R = 100 (C/A - 0.25)$$

que da una idea de la resistencia a la compresión simple (R) que puede obtenerse estabilizando la mezcla con arcilla o bentonita con límites líquidos del 50 al 600%.

La relación entre la proporción C/A y R expresada anteriormente y otras más, son únicamente orientadoras. Siempre es necesario experimentar con los productos disponibles y tener presente el efecto del

exprimido.

c) Productos químicos:

Se recurre a este tipo de inyecciones cuando, después de un estudio exhaustivo, se concluye que no puede utilizarse ningún otro tipo de mezcla.

Para inyectar rocas con fisuras muy pequeñas o suelos aluviales con espacios intergranulares muy reducidos, es preciso utilizar líquidos que sufran al proceso de gelidificación. Actualmente, los productos utilizados con este fin son:

- Los geles de silicato de sodio y reactivo
- Las resinas orgánicas del tipo del A.M. 9

— Geles de silicato de sodio:

Estos productos son de cohesión reducida y únicamente sirven para impermeabilizar, pero como son bastante fluidos, su penetrabilidad es buena y complementan muy bien a los morteros de arcilla-cemento en las inyecciones de masas rocosas con fisuras muy pequeñas y de aluviones constituidos por arenas finas.

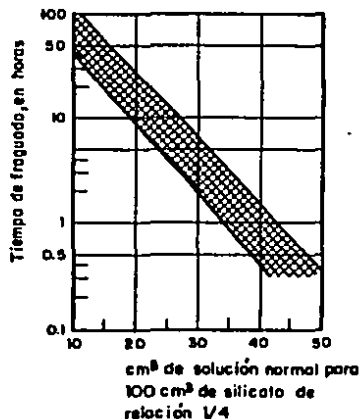
El tiempo de gelidificación de una solución de silicato de sodio y reactivo está dado por la relación experimental siguiente:

$$t = e^{-kC}$$

donde

- t tiempo de fraguado del gel
- e base de los logaritmos naturales
- k constante que depende de la concentración del silicato, dada por el cociente  $\text{SiO}_2/\text{Na}_2\text{O}$  en peso, y de su temperatura.
- C concentración del reactivo en solución normal de silicato

La gráfica 3.2 muestra un ejemplo de la relación anterior cuando varía la concentración del reactivo contenido.



Gráfica 3.2 Variación del tiempo de fraguado de los geles en función del porcentaje de reactivos contenido.

En caso de que la temperatura aumente, el tiempo de gelificación disminuye en la mitad para cada  $10^{\circ}\text{C}$  de aumento.

Es importante verificar en el laboratorio, que los geles empleados para las inyecciones de impermeabilización no van a ser lavados por las aguas de filtración. Este dato se obtiene de las pruebas de permeabilidad. Se ha comprobado que los geles menos sensibles al lavado son los que constan de aluminato de sodio ( $\text{Al}_2\text{O}_4\text{Na}$ ) o el ácido fosfórico ( $\text{PO}_4\text{H}_3$ ) como reactivos.

#### — Resinas orgánicas del tipo AM 9:

Las resinas orgánicas se gelifican al cabo de un cierto tiempo convirtiéndose en un sólido más o menos resistente. Existe una gran variedad de estas resinas que pueden ser convenientes. Una de las consagradas en las aplicaciones prácticas es la acrilamida o AM 9 que se obtiene de la hidratación del grupo nitrilo del ácido cianhídrico.

El AM 9 se emplea diluyéndolo en agua. La concentración que se emplea varía del 3 al 10%, con lo cual se alcanza una viscosidad apenas mayor a la del agua. Esta es una gran ventaja por que, en tanto no se

produzca la gelidificación, el AM 9 puede penetrar por todos los lugares donde el agua puede circular.

El tiempo de fraguado es perfectamente regulable, desde unos minutos hasta varias horas, dependiendo de la concentración del AM 9, de la de los reactivos y de la temperatura.

El producto AM 9 es muy conocido. Proporciona lechadas de menor resistencia que los geles de sílice pero impermeabilizantes para medios poco permeables, aunque éstos casos son excepcionales, ya que tales medios por lo general no tienen necesidad de tratamiento.

### 3.1.3) Preparación de las mezclas.

#### — Orden de suministro de los ingredientes:

Cuando una mezcla esta constituida por varios productos, puede tener gran importancia el orden en que estos se mezclan, sobre todo si alguno de ellos tiene un alto contenido de coloides.

Las mezclas estables cemento-bentonita deben ser preparadas en mezcladoras de alta velocidad (turbomezcladores) poniendo en ellos una mezcla primaria de bentonita, después el agua adicional, si es necesaria, luego el cemento y, si tiene que agregarse silicato a la mezcla puede ser al final cuando la mezcla bentonita-cemento termine de ser mezclada. La adición de silicato puede también hacerse al principio con el agua para provocar una mayor dilución de este y hacer que el tiempo de fraguado sea un poco mayor. El tiempo normal de mezclado en los turbomezcladores es de aproximadamente 2 minutos después de que el cemento ha sido completamente vaciado en la mezcla de bentonita. Si se requiere agregar silicato al final debe mezclarse durante un minuto adicional. La mezcla primaria de bentonita debe almacenarse cuando menos doce horas para su hidratación.

Cuando la mezcla contiene a la vez arcilla y arena, es conveniente añadirlos simultáneamente, ya que la arcilla sola tiende a formar grumos resistentes y difíciles de dispersar, que no se producen cuando se agrega al mismo tiempo la arena.

— Equipo:

Se pueden emplear dosificadoras por peso que alimenten varias mezcladoras, ya que el tiempo para pesar los ingredientes es más corto que el necesario para llenar una mezcladora y mezclar la lechada.

Cuando se requiera preparar varios miles de metros cúbicos para inyección, conviene instalar una planta dosificadora automática o semiautomática para la preparación de las mezclas, con el objeto de ahorrar tiempo, dinero y de tener una mayor precisión en la dosificación.

### Mezcladoras

Una de las mezcladoras más simples consiste en un tanque cilíndrico de aproximadamente 200 lt de capacidad, provisto de un agitador con aspas que giran lentamente. Fig 3.2

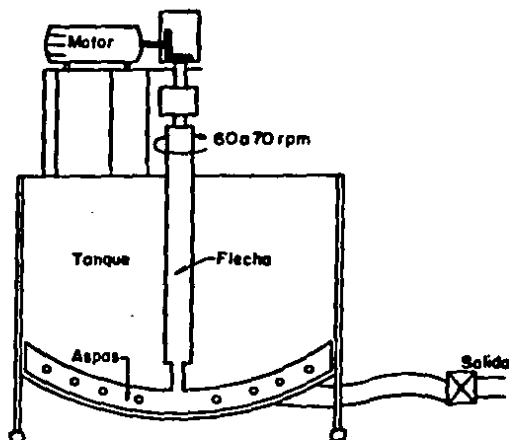


Fig 3.2 Agitador normal

Otra mezcladora más moderna está provista de una bomba centrífuga de alta velocidad que produce el mezclado, recirculando la mezcla en el tanque cuya capacidad es de aproximadamente 150 lt. Figura 3.3

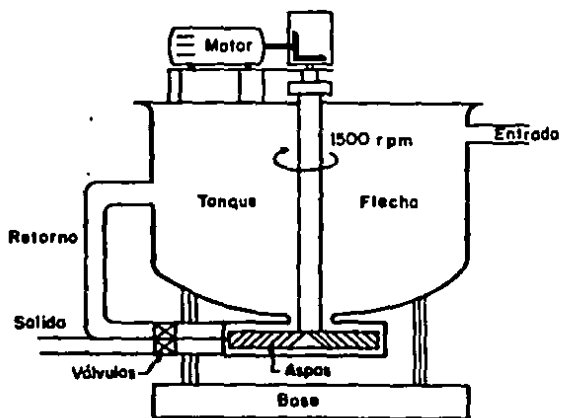


Fig 3.3 Turbomezcladora

### Aparato Johnny

Este es un dispositivo intermedio entre los mezcladores y las bombas, de tal manera que puede desempeñar las funciones de ambos (fig. 3.4). La penetración del aire comprimido por la parte inferior del recipiente asegura la agitación del mortero, que una vez cerrada la tapa puede inyectarse a presión.

El aparato Johnny debe ser utilizado para inyectar lechadas muy espesas y de granos tan grandes que no pueden ser admitidas en bombas comunes. Este tipo de mezcla resulta adecuada para rellenar huecos y fisuras muy abiertas a baja presión.

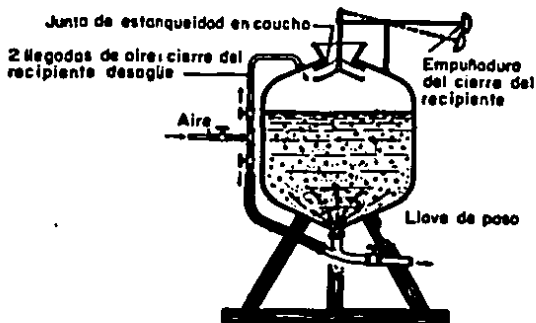


Fig 3.4 Aparato tipo Johnny

### Central de Inyección

Una central de Inyección es una instalación para el control y registro de las operaciones de preparación e inyección de las mezclas. Comprende el manejo de los productos desde los silos de almacenamiento hasta su inyección en el terreno.

En la instalación de una central de Inyección debe cuidarse que se cumplan los requisitos siguientes:

- Confiabilidad en el ciclo de preparación de la lechada de tal manera que sus características de fluidez y peso por litro no se alejen de las prefijadas.
- Procedimiento de Inyección programable en función de la cantidad de lechada a Inyectar y de la presión máxima que debe alcanzarse.
- Protección contra la eventual toxicidad de los elementos constitutivos de la mezcla o de la mezcla misma.
- Protección ecológica en relación con la inyección de productos químicos que son o pueden convertirse en tóxicos.



### 3.2) Inyectado de roca para cimentación de una cortina

El trabajo de inyectar una cimentación presenta uno de los problemas más discutidos en el diseño y construcción de presas. El principal objeto del inyectado es el de hacer una barrera efectiva al paso del agua, o sea obtener un efecto impermeabilizante y como finalidad secundaria pero también muy importante, mejorar la resistencia de esa cimentación.

Las actividades de inyectado de la roca, a diferencia de otros trabajos de construcción, no pueden quedar sujetas a una especificación rígida de tiempo para su realización. Cada perforación e inyección es un concepto separado que puede requerir una hora, un día o una semana para terminarlo. Por lo anterior, al formularse el programa general para la construcción de la obra, debe especificarse para el trabajo de inyectado un inicio lo mas pronto posible y una duración conservadoramente amplia.

#### Programa de inyecciones:

Desde que se hace el diseño de la cortina, debe formularse un programa de inyecciones basado en los conocimientos que aportaron todas las exploraciones geológicas.

El inyectado de una cimentación puede hacerse en la forma de un *tapete*, en la de una o varias *pantallas*, o en ambas debidamente combinadas.

#### **Tapete:**

El tapete de inyecciones se forma con un conjunto de éstas poco profundas y aplicadas con baja presión, que impermeabilizan y consolidan cierta área en la parte superior de la roca, al rellenar y sellar los huecos y grietas superficiales. Cuando el agua del vaso tiene fácil acceso a esta zona, el tapete en esta área crítica constituye un excelente refuerzo para la pantalla. Cuando una cortina queda en roca de buena calidad, bastará poner un tapete de inyecciones para sellar las fisuras que haya producido la operación de limpia.

La extensión de la zona que deba inyectarse, la distribución y

profundidad de las perforaciones y la presión de aplicación de la lechada, dependerán de las condiciones locales.

Es común que la distribución de las perforaciones se haga en el programa, según tres o más líneas paralelas al eje de la cortina con separación de cinco metros, y en cada línea las perforaciones con una equidistancia de 5 m. por lado. El método de cierre progresivo o por etapas, se realiza mediante cuadrículas de barrenos como en la figura 3.5 por ejemplo, en la que los barrenos de la segunda etapa quedan confinados en los de la primera y finalmente, si es necesario, se realiza una tercera etapa cuyos barrenos quedan entre los de la primera y la segunda.

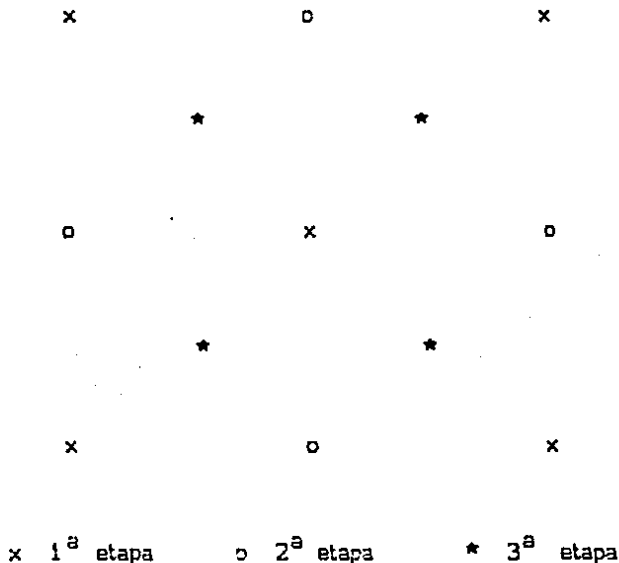


Figura 3.5 Ejemplo de tapete de inyección.

### **Pantalla:**

La pantalla de inyecciones se hace con inyecciones profundas y aplicadas a alta presión, según una o varias líneas paralelas, bien sea como una prolongación del dentellón hacia abajo o bien, reforzada por líneas paralelas a ambos lados de la línea central.

En lo relativo a impermeabilidad, generalmente es preferible una sola línea de perforaciones con corto espaciamiento a dos o más líneas con un grande espaciamiento entre las perforaciones.

De acuerdo con el grado de fisuración del macizo rocoso, el programa de trabajo de la obra y el nivel de estanqueidad que se desea alcanzar, se pueden aplicar los siguientes procedimientos de inyección:

#### **a) Sin progresiones (sondeo completo).**

El procedimiento sin progresiones consiste en llevar la perforación hasta su profundidad total, lavado de la perforación, instalación de un obturador cerca de la superficie, prueba de agua e inyectado de la lechada; todo en orden consecutivo. El tramo inyectado queda comprendido entre el fondo de la perforación y el obturador.

Debe usarse este procedimiento únicamente para perforaciones de poca profundidad, en roca sana que contiene sólo pequeñas juntas y grietas, pero donde sean necesarias presiones relativamente altas de la lechada para lograr la penetración debida; si se tienen fugas importantes en la superficie de la roca de cimentación no debe usarse este procedimiento. Las anteriores representan limitantes técnicas

Otra desventaja de este método es que no es posible regular las presiones de inyección, lo que obliga a usar una sola que tiene que ser baja para evitar resurgencias. Tampoco es posible ajustar la calidad de la lechada a las diversas condiciones del macizo.

Por otra parte, el método de sondeo completo tiene la ventaja económica de poder emplear el equipo de perforación en otro punto mientras se inyecta en una perforación ya terminada; pero las desventajas técnicas son suficientes para eliminar casi siempre este método.

### b) Inyecciones progresivas (tramos de avance).

Este procedimiento se desarrolla en la forma siguiente:

Se hace la perforación llevandola como una *primera progresión* hasta que se encuentre una grieta, junta abierta o cavidad en la roca, la cuál se manifiesta por la pérdida de agua de enjuague de la perforación. Generalmente cuando no se presenta esa pérdida de agua antes de los 5 u 8 metros, se suspende la perforación para hacer la primera progresión. Se hace el lavado de la perforación, se conecta con la línea de alimentación de lechada, se hace la prueba de agua y luego se inyecta lechada. Terminada la inyección y despues de que el cemento tenga su fraguado inicial, se limpia y lava la perforación.

Para aplicar la *segunda progresión* se debe esperar hasta que el cemento en las grietas inyectadas en la primera haya alcanzado su fraguado final. Se instala nuevamente la perforadora en el pozo y se prolonga la perforación hasta alcanzar la profundidad en que se tenga pérdida de agua o a la que se haya fijado como límite para la progresión; generalmente se establece como a los 15 m. contados a partir de la boca de la perforación. El procedimiento después de la perforación es igual al realizado en la primera progresión.

Para la *tercera progresión* generalmente se fijan como límite los 25 m. de profundidad, para cada una de las progresiones sucesivas, si se hacen necesarias, se repiten las operaciones anteriores.

El procedimiento de inyecciones progresivas aunque es más costoso, tiene ventajas sobre el inyectado sin progresiones:

1.- Se da un tratamiento particular a las zonas más malas que se cruzan con la perforación, lo que permite elegir la relación agua-cemento y la presión más apropiada para cada progresión.

2.- La repetida aplicación de lechada con aumento sucesivo de la presión, no solamente tiene un efecto benéfico sobre las grietas más finas sino que tiende a compensar la contracción por fraguado del cemento en las grietas más grandes previamente inyectadas.

3.- Permite incrementar las presiones para las mayores profundidades con menor peligro de dislocar la roca.

4.- Se reduce la cantidad de lechada desperdiciada por fugas superficiales.

c) Inyecciones con empaque (tramos de regreso).

Un importante avance constituye el uso del procedimiento de empaques que es sencillamente la forma de proceder para que un tramo de perforación se inyecte separadamente, dando al empaque la posición deseada dentro del barrenado e inyectando el tramo que queda abajo.

Cuando se sigue el procedimiento de inyecciones con empaques:

1.- Se hace la perforación hasta su profundidad total, llevando nota detallada de los puntos donde se tienen grietas o huecos. De acuerdo con la distribución de estos puntos se procede al inyectado por tramos desde abajo hacia arriba.

2.- Inmediatamente después de conectada la manguera de alimentación de lechada, se hará el inyectado con agua sola a presión para definir la permeabilidad del tramo y luego se inyectará la lechada. En seguida se levanta el empaque hasta el extremo superior del nuevo tramo que se va a inyectar a una presión menor.

Hay tres tipos de empaques para inyección que son de uso común: la copa de cuero, el anillo de hule que se expande mecánicamente y la manguera de hule que se expande neumáticamente.

El tipo de copas de cuero es el que mejor se adapta para roca bastante dura donde la perforación no tiene sobre-excavación y las paredes son relativamente lisas y bien alineadas. Figura 3.6.

El tipo de empaque mecánico se muestra en la figura 3.7. Se adapta a rocas de menor calidad que las mencionadas para el empaque de copa, pero se dificulta la colocación cuando la perforación está muy sobre-excavada.

El tipo de empaque neumático se emplea para perforaciones de diámetro variable y su uso está indicado en perforaciones muy sobre-excavadas en rocas de pobre calidad. Figura 3.8.

Además de la ventaja de poder emplear el equipo de perforación independientemente del de inyección, éste procedimiento tiene la ventaja de poder ajustar la lechada y las presiones aplicables de acuerdo a las características del tramo por inyectar.

Este método no debe emplearse cuando el macizo está muy fisurado por que la lechada "puentea" el obturador y circula de regreso hacia el



Figura 3.6 Copas de cuero.



Figura 3.7 Empaque mecánico



Figura 3.8 Empaque neumático.

exterior atrapando la sonda en el interior de la perforación.

d) Inyectado por series.

Este procedimiento se desarrolla en la forma siguiente:

Se hace en la línea de la pantalla una *primera serie* de perforaciones poco profundas, como de una primera progresión, que se inyectarán a baja presión, procediendo por etapas con espaciamientos de unos 10 m. la primera, que se reduce a 5 en la segunda y así sucesivamente hasta que la pantalla de poca profundidad que se ha formado ya no tome lechada.

Se procede en seguida a una *segunda serie* haciendo nuevas perforaciones más profundas en la línea de la pantalla, que se inyectan a mayor presión, avanzando también por etapas como en la primera serie.

Puede requerirse en algunos casos de una *tercera serie* si así lo exige la profundidad a que debe llevarse finalmente la pantalla.

Las principales ventajas de este procedimiento de inyectado son:

1) Se evita la reperforación de los tramos ya inyectados. 2) Se elimina la dificultad de impermeabilizar los empaques y también la tendencia de la lechada a escapar "punteando" el empaque. La gran desventaja que tiene este procedimiento es la necesidad de una cantidad excesiva de perforación.

### Diámetro y profundidad de las perforaciones:

Como el costo de la perforación de los pozos constituya uno de los conceptos de mayor cuantía en cualquier programa de inyectado, es indudable la importancia que tienen el diámetro y profundidad de las perforaciones, ya que combinados estos factores con el espaciamiento de dichas perforaciones y con las características de la roca por perforar, se tienen las bases esenciales para determinar la longitud de la perforación y su costo por metro.

Para condiciones similares, con una determinada cantidad de dinero para perforaciones, cuando éstas se hacen de pequeño diámetro, se podrán obtener más barrenos y por lo tanto con un espaciamiento menor. Como la finalidad del inyectado de la roca es rellenar grietas huecos y fisuras de desconocida magnitud, es lógico suponer que mientras menor sea el espaciamiento entre pozos de la línea de la pantalla, mayor será

la probabilidad de que se haga eficazmente ese relleno; por esto es preferible el diámetro de la perforación que permita hacerla lo más económicamente posible siempre que sea factible introducir la lechada sin taponamiento.

La profundidad a que deben llevarse las perforaciones para la formación de una pantalla varía mucho con las características de la cimentación y con la carga hidrostática a que va a quedar sujeta.

Durante el avance del inyectado, las condiciones locales señalan las profundidades y presiones necesarias para que la lechada penetra en las juntas poco abiertas de los planos profundos, sin provocar movimientos o dislocaciones en las zonas superiores.

Cuando la profundidad requerida excede a los 100 m. frecuentemente se excavan galerías horizontales a distancias verticales no mayores de 50 m., con secciones transversales suficientemente grandes para permitir el funcionamiento y manejo del equipo dentro de ellas.

#### Lavado:

Una perforación se lava siempre al terminarla y antes de inyectar, para remover el polvo y detritus de la roca producidos al perforar para que no obstruyan el paso de la lechada a las grietas.

Algunas veces el lavado de la perforación tiene como finalidad introducir en las grietas existentes una corriente de agua capaz de remover la arcilla de que estén llenas, dándoles salida por la misma perforación o por otra adyacente. En este caso el lavado debe ser enteramente eficaz o mejor no intentarlo, por que si quedan residuos de esa arcilla el cemento puede mezclarse con ellos formando una masilla que no llega a fraguar.

#### Presión:

Uno de los problemas más importantes y difíciles que se encuentran en una operación de inyectado, es el establecer un criterio o base en que fundar la selección de la presión con que debe inyectarse la mezcla. Si se pone muy alta puede dislocarse la roca y si es muy baja resultará un inyectado deficiente. Desgraciadamente no hay bases precisas para establecer un máximo de presión si no es estimativamente por la experiencia y un buen conocimiento de la constitución de la roca, lo cual debe complementarse con un amplio uso de aparatos de control.



Alta y baja presión son solamente términos relativos. La presión usada en inyecciones designadas de alta presión, depende principalmente de las características de la cimentación y pueda ser menor que la usada en inyecciones de baja presión en otro proyecto. La presión que debe usarse es la máxima necesaria para asegurar el relleno completo de todas las grietas y huecos sin causar dislocaciones de la roca.

Una regla elemental aceptada para fijar en forma aproximada la presión máxima de inyectado que debe usarse, es que dicha presión en libras por pulgada cuadrada (p.s.i.) no deberá ser mayor que tres veces la profundidad en metros del punto más alto del tramo que por primera vez se inyecta. Es decir que si se va a inyectar una tercera progresión de 15 a 25 m. la presión máxima admisible será de 45 p.s.i.

Por supuesto que lo anterior no es aplicable al primer tramo por que resultaría una presión de inyectado nula; admitiendo que en este primer tramo, o único tramo en el caso de tapete, la perforación varía entre 3 y 15 m. de profundidad y que al inyectar aún no se tiene carga de la estructura sobre la roca, se pondrá la lechada simplemente por gravedad o con una presión muy reducida, 10 a 15 p.s.i.

La regla anterior toma en cuenta únicamente el peso de la roca, pero para un estudio más profundo de la presión a aplicar deben tomarse en cuenta los siguientes elementos:

- a) Peso de la roca arriba del plano que se inyecta.
- b) Características físicas y geológicas de la roca que se inyecta.
- c) Inyectados anteriores hechos en la zona de influencia.
- d) Peso de la estructura sobrepuesta que descansará sobre la roca.

#### Equipo:

El equipo requerido para inyectado a presión consiste esencialmente de:

- 1) Perforadora.
- 2) Equipo de lavado.
- 3) Mezcladora.

- 4) Tanques agitadores.
- 5) Bomba para lechada.
- 6) Manómetros.

#### 1) Perforadora:

El tipo de perforadora que debe emplearse se determina en el campo de acuerdo a las condiciones locales, tomando en consideración las características de la roca que se va a inyectar, la profundidad del barrenado y tipo de lechada.

Son dos los tipos de máquinas de perforación más utilizados: el de percusión y el de rotación.

Las máquinas de percusión perforan con martillo neumático. Existen máquinas en las que la acción del martillo se comunica a la broca por medio de la tubería de perforación, otras cuentan con martillo en el fondo y la acción se aplica directamente a la broca; estas máquinas son llamadas de rotopercusión.

Las máquinas de rotación perforan con flujo continuo de agua para sacar los recortes del barrenado.

#### 2) Equipo de lavado:

Este equipo debe permitir llegar al fondo de la perforación un determinado gasto de agua o aire comprimido para que forme una corriente ascendente que despegue, remueva y arrastre el material suelto producto de la perforación.

#### 3) Mezcladora:

Algunos tipos de mezcladoras aplicables a esta fin ya se explicaron con anterioridad.

#### 4) Tanque agitador:

La lechada después de mezclada se necesita estar agitando para evitar que se asiente mientras se está bombeando, y esto se hace pasándola de la mezcladora a un agitador.

el agitador debe tener la misma capacidad que la mezcladora, de modo que una colada de lechada puede estarse bombeando mientras que la próxima se está mezclando.

#### 5) Bomba para la lechada:

Las bombas para inyección de mezclas deben ser suficientemente flexibles para permitir un estricto control de las presiones con un gasto variable de inyección y con un mínimo tapado de las válvulas y tuberías de alimentación.

#### 6) Manómetros:

Es muy importante la cuidadosa medida y registro de la presión de la mezcla inyectada. Siempre se deben usar dos manómetros, uno en la bomba para uso del operador y el otro directamente en las conexiones de la perforación para el uso del ingeniero o supervisor.

#### Resurgencias:

Se llama resurgencia al afloramiento de la mezcla de inyección a la superficie por el mismo barreno o bien a mucha distancia de él.

Cuando se prevee la posibilidad de que se presenten resurgencias, se pueden añadir acelerantes a la mezcla para que el fraguado sea más rápido, sin dejar de tomar en cuenta el período necesario de fluidez de ésta.

Si aún así se presenta un caso de resurgencia, se debe de suspender de inmediato el inyectado y dar tiempo suficiente para el fraguado.

### 3.3) Inyectado en túneles revestidos de concreto

La operación de inyectado en los túneles revestidos de concreto tiene como finalidad esencial el rellenar los vacíos que generalmente quedan entre el citado revestimiento y las paredes interiores del túnel.

Los vacíos mencionados se llenan inyectando mortero o lechada espesa de cemento a través de niples especialmente colocados o por agujeros perforados a través del revestimiento. En la mayor parte de las especificaciones sobre este trabajo, se deja la opción de hacerlo de uno u otro modo. En la figura 3.9 se muestra un modo de hacer las conexiones para estas inyecciones.

Independientemente del procedimiento usado, se deberán marcar cuidadosamente los lugares donde existen grandes sobre-excavaciones en el arco del túnel para localizar mejor las perforaciones para inyectado, las cuales generalmente tienen un espaciamiento irregular dependiendo de los lugares más sobre-excavados. Resulta satisfactorio en cada sección una perforación en el punto más alto o cerca de la clave y otras dos, una en cada lado, abajo como a los 20 o 30 grados de elevación.

Siempre que sea factible se deberá iniciar el inyectado por el extremo inferior e interior del túnel y avanzar hacia el portal de entrada.

En un grupo de perforaciones en una sección, se deberá inyectar primero la más baja para que las altas sirvan como desfuegos o alivios. Algunas veces la lechada saldrá por agujeros del grupo que se está inyectando, pero para asegurarse que la zona queda debidamente inyectada se deberá conectar cada perforación con la línea de alimentación y aplicar la presión requerida.

En este tipo de inyectado, así como en el de consolidación o impermeabilización en túneles, sobre todo en los dos últimos, se utilizan los equipos de inyección expuestos en el subtema anterior. El procedimiento de inyección más común para consolidación o impermeabilización es el formado por abanicos de barrenos, cuya separación dependerá de los mismos factores que en la inyección de roca para cimentaciones.

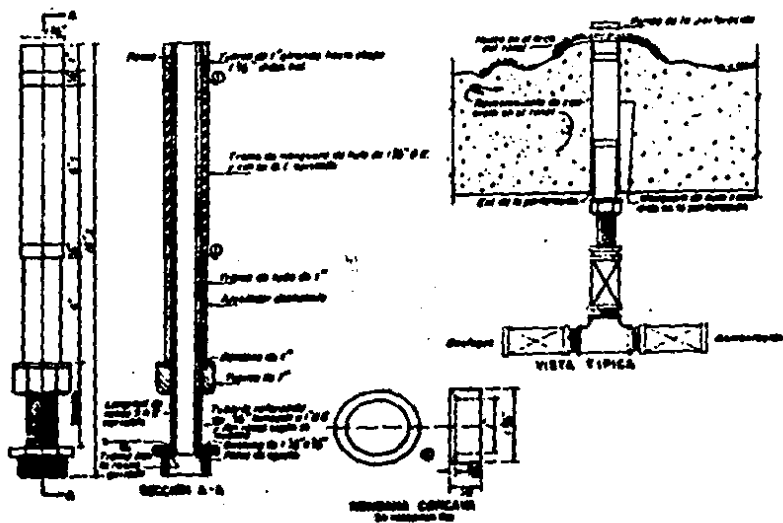


Figura 3.9

### 3.4) Control de calidad del tratamiento

En general, el control de calidad de las inyecciones se efectúa durante la realización de las operaciones, cuidando los aspectos mencionados que son decisivos para tener buenos resultados y no tener problemas.

Una vez terminado el tratamiento, es necesario verificar que se hayan cumplido los objetivos, lo cual en grandes razgos, se logra efectuando los siguientes controles:

#### — Control local de inyecciones de impermeabilización

Se realiza mediante pruebas de inyección tipo Lugeon en cada perforación y en cada tramo, comparando los valores de la permeabilidad antes y después del tratamiento.

#### — Control global de inyecciones de impermeabilización

Este control consiste en la medición de los niveles piezométricos aguas arriba y aguas abajo de la zona inyectada, antes y después del tratamiento.

#### — Control local de inyecciones de consolidación

Se mide la deformabilidad en el interior de las perforaciones con dilatómetros o en la superficie interior de socavones por medio del ensayo de la prueba de placa.

#### — Control global de inyecciones de consolidación

De modo similar a los casos anteriores, se deberán realizar estudios geosísmicos antes y después del tratamiento, ya que éstos no solo proveen información sobre la alteración inicial de un terreno sino también del mejoramiento de su módulo de elasticidad dinámico debido a las inyecciones de consolidación.

# CAPITULO IV

## ANCLAJE

En el capítulo I se hizo una breve mención de las condiciones en que puede ser necesario o conveniente el tratamiento por medio de anclas. En la práctica existen dos tipos genéricos de anclas, estos difieren básicamente en el modo por el cual proporcionan el soporte a la masa de roca en tratamiento; el primer grupo de anclas se caracteriza por trabajar a tensión y tener básicamente dos puntos de acción, uno de estos se sujeta a la roca fija y el otro detiene a la masa de roca confinándola a base de compresión. El segundo grupo se basa en la adherencia proporcionada por los morteros inyectados a presión.

En este capítulo se presentará en una forma descriptiva la teoría de las anclas o pernos como medio de soporte de masas de roca.

### 4.1) Tipos de anclaje.

Los métodos de anclaje se separan según sean aplicables a obras subterráneas o superficiales.

#### 4.1.1) Anclaje en excavaciones subterráneas

El principio general del anclaje de las rocas es hacer que la roca forme parte de la estructura de soporte, excepto en caso de suspensión simple, en el que únicamente se pretende impedir el desprendimiento de fragmentos. Para que esto suceda efectivamente, las anclas deberán ser colocadas inmediatamente después de que la excavación sea hecha.

Básicamente el anclaje en excavaciones subterráneas soporta a la roca mediante cinco formas distintas:

— Por suspensión:

En este caso las anclas son usadas para asegurar piezas sueltas de roca. Los pernos se aplican directamente a las piezas susceptibles de

caerse y deberán ser llevados mas allá de la roca que se desea sujetar, es decir, hasta la roca firme.

Puesto que el perno o anclaje soportará la totalidad del peso de la pieza de roca, deberá ser lo suficientemente resistente y cumplir con una longitud de anclaje mínima necesaria para soportar el peso estimado usando un factor de seguridad de por lo menos 3 para compensar las incertidumbres en el comportamiento del sistema en general.

#### — Formación de vigas:

Este principio es muy importante, dado que gran cantidad de anclas son utilizadas en rocas estratificadas. Las anclas unen entre sí a varios estratos que pueden tener una pequeña adherencia o carecer de ella, formando así una viga simple capaz de autoportarse y de soportar a la roca que yace sobre ella. Es importante que los pernos sean suficientemente largos para formar una viga monolítica que se autoporte y que no dependa en suspensión de la formación en donde los pernos han sido anclados. Este método es utilizado principalmente en los túneles de forma rectangular.

#### — Refuerzo de una excavación arqueada:

Con apoyo en análisis teóricos, la experiencia ha mostrado que en una misma roca, una excavación arqueada necesita menos soporte artificial que una rectangular, y una excavación circular requerirá de menos soporte artificial que una arqueada.

Para efectos de transporte, es necesario que el piso de los túneles sea plano, formandose así los arcos llamados góticos; cuando estos son excavados en la roca se generan esfuerzos muy intensos en la superficie de la excavación, que pueden ser de tensión, compresión o de cortante.

En cualquier caso la intensidad de los esfuerzos decrece rápidamente con la distancia. Se sabe que los esfuerzos en la superficie de un túnel son cerca del doble de los esfuerzos en un punto alejado de la superficie una distancia igual al radio. Por lo tanto, si se usan pernos con una longitud mínima igual al radio, con seguridad estos serán anclados en roca cuyos esfuerzos son relativamente pequeños.

Si se tiene una excavación arqueada que no esté soportada se presentarán esfuerzos de tensión en una zona alrededor del techo como se muestra en la figura 4.1.



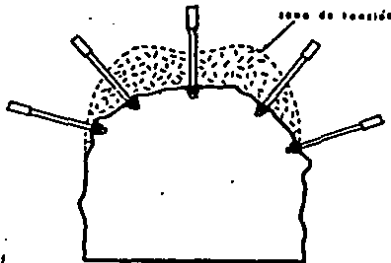


Fig 4.1 Refuerzo de una excavación arqueada que requiere soporte.

Puesto que la resistencia a la tensión de las rocas puede variar entre 0 y 10% de la resistencia a la compresión, la roca fallará primero en la zona de tensión; sin embargo, los esfuerzos de tensión estarán presentes en una zona arriba del techo relativamente pequeña, que depende de las condiciones de la roca. Por lo tanto, normalmente se pueden anclar pernos cortos en roca sujeta a compresión.

— Refuerzo de una excavación que se autoporta.

En una excavación hecha en una roca con una resistencia tal que sea capaz de autoportarse, será necesario proporcionar un soporte adicional, ya que debido al empleo de los explosivos existirá una capa de roca fracturada como se muestra en la figura 4.2. En tales casos se deberán usar anclas con una longitud de cuando menos el doble de la zona fracturada.

Las anclas dispuestas en dichas condiciones formarán una serie de bloques rígidos debido a la consolidación que se genera alrededor de cada ancla. Estos bloques se acuniarán formando una especie de arco de mampostería, y cualquier movimiento los unirá entre sí.

Las anclas evitarán también que la superficie de la roca se agriete y que aparezcan juntas que puedan luego ser atacadas por el aire u otros gases.

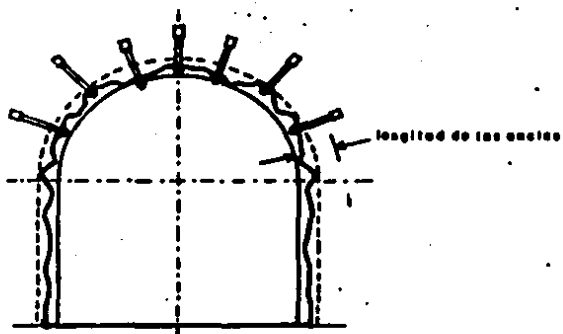


Fig. 4.2 Refuerzo de una excavación que se autoporta.

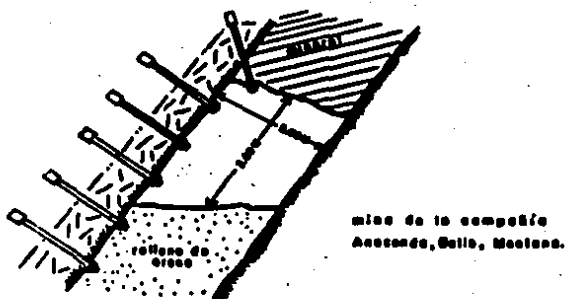


Fig. 4.3 Anclaje sometido a cortante en taludes.

#### -- Refuerzo de paredes sujetas a cortante y a compresión:

Hay ocasiones en las cuales se presenta el caso de soportar cargas de cientos de metros como es el caso de las lumbreras. Cuando las anclas son usadas para resistir tales cargas, son instaladas normales a la superficie de las paredes como se muestra en la figura 4.3.

Las anclas son principalmente efectivas para restringir los deslizamientos de las paredes; pueden alcanzar grandes esfuerzos de cortante para resistir estos movimientos. En tales casos se debe tomar en cuenta que la resistencia al cortante de las anclas es solamente la mitad de su resistencia a la tensión.

Si las anclas van a trabajar a esfuerzos predominantes de cortante, deberán colocarse con distancias pequeñas de centro a centro.

#### 4.1.2) Anclaje en obras superficiales.

El anclaje en este tipo de obras es empleado para solucionar muchos problemas que anteriormente se solucionaban mediante procedimientos más elaborados y costosos. Se puede dividir en las siguientes partes:

##### -- Suspensión:

Básicamente consiste en los mismos principios de la suspensión en excavaciones subterráneas enunciados anteriormente.

Las anclas son empleadas para sujetar bloques sueltos o capas de roca intemperizada de laderas naturales en donde o bajo las cuales se va a realizar alguna obra.

También se usa este tipo de anclaje para la sujeción de bloques sueltos o capas de roca fracturada por el uso de explosivos en la construcción de cortes para caminos, vías férreas, etc.

##### -- Mejoramiento de la estabilidad de laderas y cortes:

Cuando una ladera o un corte es susceptible de sufrir un deslizamiento, las anclas son usadas para mejorar la estabilidad mediante un aumento de la resistencia basado en el trabajo a cortante de las anclas y en el incremento de las fuerzas resistentes de fricción entre las capas causado por la fuerza normal que ejercen los pernos sobre los bloques.

- Anclaje de estructuras sujetas a subpresión o a volteo

En este caso los pernos estarán sujetos a tensión y su función principal es la de evitar desplazamientos de las estructuras ancladas.

Esta situación se encuentra por ejemplo en la losa de un canal vertedor que puede desprenderse por el efecto de la subpresión.

En los muros de contención frecuentemente se usan anclas para reducir sus dimensiones y por lo tanto su costo. En cimentaciones de estructuras que se encuentran sujetas a grandes momentos de volteo, puede ser más económico el uso de anclas que aumentar el área de cimentación o el empleo de lastre para contrarrestar el volteo.

## 4.2) Clases de anclas.

### 4.2.1) Anclas con dispositivos de fijación:

Según el tipo de dispositivo de fijación, este grupo se puede dividir en dos:

- Anclaje por cuña y ranura:

Estos pernos consisten generalmente de una barra de acero con un diámetro de 25 mm. (1") que tiene en un extremo una ranura y en el otro se encuentra roscado. El anclaje se realiza mediante el hincado de una cuña, también de acero, en el extremo ranurado haciendo que este se expanda y ejerza una presión sobre las paredes del barrenado. Esto se consigue mediante el empleo de un martillo neumático que golpea el conjunto perno-cuña contra el fondo del barrenado, forzando a la cuña a entrar en la ranura. Fig.4.4.

Debido al impacto del martillo, el diámetro del perno generalmente no puede disminuirse, ya que se corre el riesgo del pandeo. Sin embargo, en ocasiones se han empleado pernos desde 20 mm. de diámetro, cuando la longitud de este es pequeña (menor a 1 m.).

Las ventajas de estos pernos son las siguientes:

- Su fabricación es muy simple; pueden fabricarse in situ.
- Su costo es bajo.
- Su colocación es relativamente simple.
- El anclaje es independiente de la tensión de la barra.

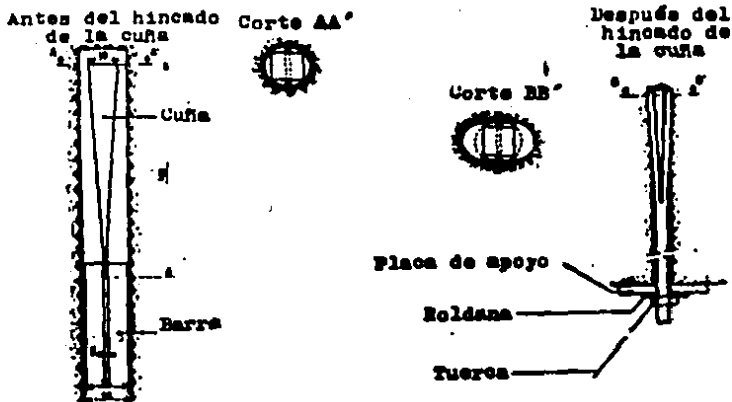


Fig. 4.4 Perno de cuña y ranura.

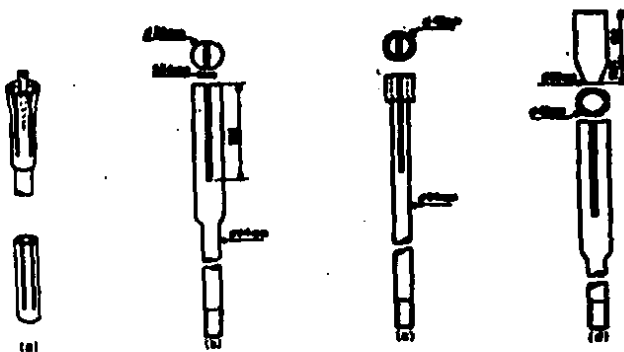


Fig. 4.5 Variantes del dispositivo de cuña y ranura.

Las desventajas son:

- La profundidad de los barrenos debe ser exactamente adaptada a la longitud de los pernos.
- La ranura disminuye el área de sección del ancla.
- Para su colocación es necesario el empleo de martillos neumáticos.
- El ancla no es recuperable.
- El anclaje puede presentar deslizamiento por tener un área de fricción insuficiente.

Para evitar este último inconveniente, en el perno Missouri se aumentó el área de fricción mediante el empleo de un tubo de unos 30 cm. de longitud con cuatro ranuras, que se embute después de que el anclaje es colocado. Ver fig 4.5-a.

En las figuras 4.5-b, c y d, se muestran otros tres dispositivos de anclaje que, además de aumentar la superficie de fricción se alojan en barrenos de 38 a 40 mm. de diámetro; la ventaja estriba en que en los barrenos con un diámetro de 27 a 29 mm., para los modelos ordinarios de anclas se presentan ciertas dificultades, sobre todo si son horizontales.

Los ensayos han mostrado que si se aumenta el diámetro del perno a todo lo largo de la ranura como en la fig 4.5-b, la separación de los lablos es insuficiente ya que son demasiado rígidos y el anclaje es ineficaz. En cambio, si el aumento del diámetro solo se hace en una parte de la ranura, como en la fig. 4.5-c, se tienen buenos resultados en rocas blandas. El dispositivo de la figura 4.5-d que utiliza una cuña cilindro-cónica ha dado resultados satisfactorios en terrenos muy blandos.

- Anclaje por concha de expansión:

Esta clase de anclas tiende a eliminar las desventajas de las del tipo cuña y ranura.

Este tipo de pernos consisten de una barra que tiene un extremo roscado y el otro con una cabeza solidaria a la barra. En el extremo roscado tiene un dispositivo compuesto esencialmente de dos partes: una cuña troncocónica y una concha que puede expandirse. Cuando el extremo cabeceado es girado, la cuña troncocónica es jalada forzando a los segmentos de concha contra las paredes del barreno como se muestra

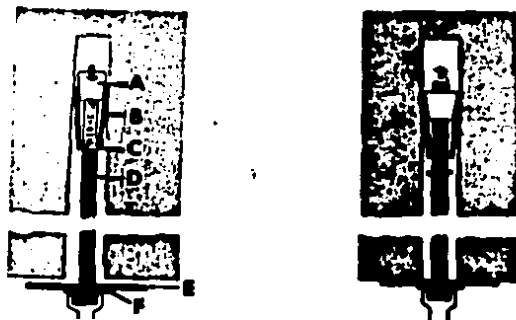


Fig. 4.6 Perno de expansión.  
 A) Cuña troncocónica; B) Concha de expansión  
 C) Soporte de la concha D) Barra E) Placa  
 de apoyo F) Roldana.

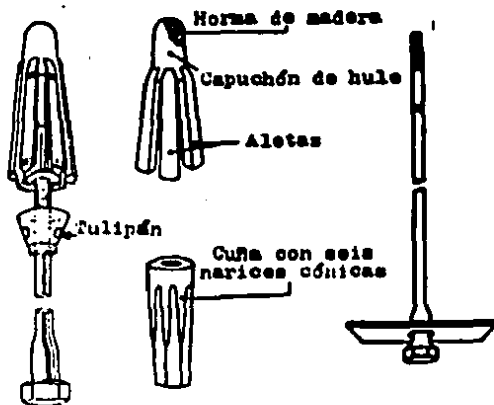


Fig. 4.7 Perno Anclall

en la figura 4.6.

Naturalmente, las necesidades que han creado las diversas situaciones en que se aplican los anclajes, han obligado al desarrollo de varios modelos con diferentes funcionamientos. Por ejemplo, hay pernos en los que la cuña troncocónica se atornilla a la barra y otros donde la cuña es solidaria con esta.

Entre los principales pernos del tipo de expansión se encuentran los siguientes: Ancrall, Demsey--Pattin, Boltex, Goldenberg, G.H.H. y Bayliss, de los cuales se dará una breve descripción a continuación.

#### Perno Ancrall

La concha de expansión está formada por seis aletas que están solidarizadas mediante un capuchón de hule; para su colocación se usa una forma de madera. La cuña se atornilla en el extremo roscado, en el otro extremo de la barra se tiene una cabeza forjada en forma de tuerca. Para impedir el deslizamiento de la concha solicitada por la cuña en el momento del atornillado, el perno está equipado con una pieza especial en forma de tulipán, cuyo borde superior detiene a los bordes inferiores de las aletas en su movimiento descendente. Ver figura 4.7.

Existen modelos especiales con conchas dobles o triples superpuestas que están destinadas a ademes muy particulares.

#### Perno Demsey--Pattin

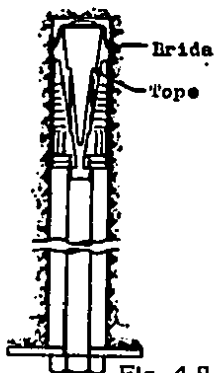
La concha de acero se compone de dos semiconchas con rampas, entre las cuales se coloca una cuña, también de acero, que se atornilla en la barra roscada. Las semiconchas están provistas exteriormente de relieves horizontales destinados a oponerse al deslizamiento vertical, y de relieves verticales cuya función es oponerse a la rotación de la concha sobre la pared del barrenado al empezar el atornillado. En la figura 4.8 se muestran las características de este perno.

Para la colocación, las dos semiconchas se mantienen mediante una brida de acero que las une provisionalmente con la cuña.

La utilización de este modelo de pernos se hace más conveniente en rocas blandas.



Antes de la expansión



Después de la expansión

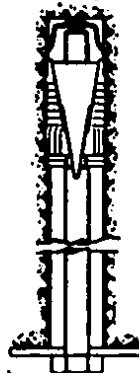


Fig. 4.8 Perno Demsey - Pattin.

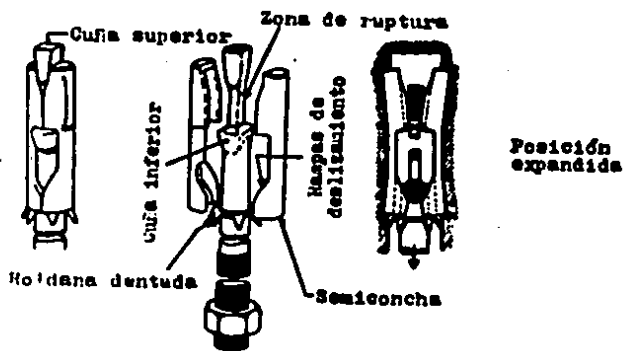


Fig. 4.9 Perno Boltex (modelo antiguo).

## Perno Boltex

Existen dos modelos, uno antiguo y otro moderno. Los pernos del primer modelo fueron concebidos para barrenos de 37 a 40 mm. de diámetro; se componen de dos semiconchas cilíndricas y de una cuña doble solidaria con la barra, que esta dividida en dos cuñas por medio de una sección estrechada, como puede verse en la figura 4.9. Cuando se coloca el perno en el barreno, una roldana dentada mantiene provisionalmente el conjunto en el barreno impidiendo que la concha gire al empezar el atornillado de la barra. En el momento del atornillado, la barra desciende y la cuña superior se apoya sobre las rampas correspondientes de las semiconchas que se expanden en su parte superior. Al continuar la tracción hay una ruptura de la sección mas estrecha, la cuña superior mantiene expandida la parte superior de las semiconchas. La cuña inferior viene entonces a apoyarse sobre las rampas inferiores de las semiconchas que se expanden formando el complemento del anclaje.

En este modelo no hay apoyos de detención en las cuñas ni relieves en la superficie exterior de las conchas.

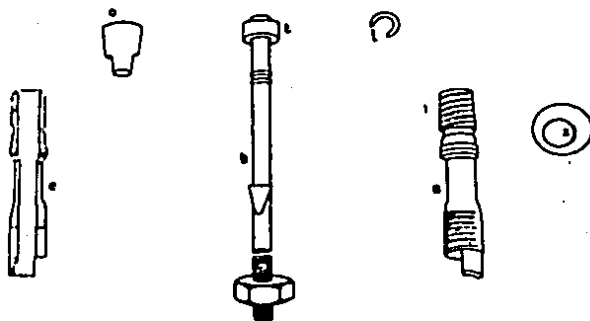
El nuevo modelo del perno Boltex difiere del anterior en lo siguiente:

La cuña superior en lugar de constituir la parte superior de la barra, es una pieza móvil y esta atravesada por ella. Se mantiene en su posición inicial por un anillo de apoyo, cuyo espesor esta calculado para punzonarse bajo una carga determinada. Ver figura 4.10.

La barra termina en su parte superior en una cabeza que será el apoyo al fin de la carrera.

El funcionamiento inicial es análogo al primer modelo, la cuña móvil que es arrastrada por la barra, asegura la expansión de la parte superior de las conchas; después de la ruptura del anillo de apoyo, la cuña inferior presiona sobre las rampas haciendo que las extremidades inferiores de las conchas se separen al mismo tiempo que las extremidades superiores continúan separándose.

Este modelo posee relieves en las superficies de las conchas con el fin de aumentar la adherencia.



Partes constitutivas del perno Boltex (modelo moderno)  
 b) Perno O) Cuña móvil t) Roldana de apoyo  
 t) Cabeza de apoyo e) Conchas semicilíndricas.

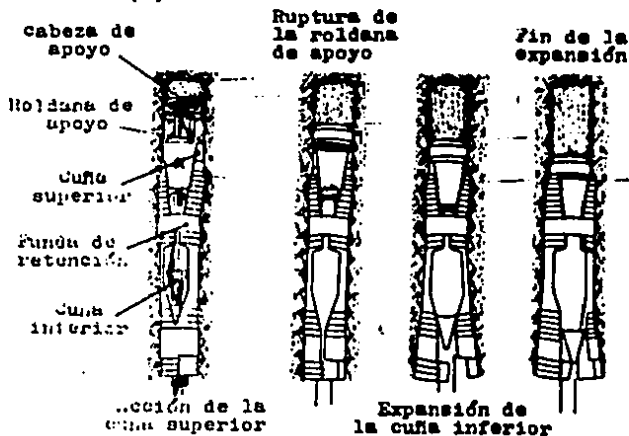


Fig 4.10 Funcionamiento esquemático del perno Boltex (modelo moderno).

### Perno Goldenberg de doble expansion

El dispositivo de anclaje de éste perno es similar al del perno Boltex ya que tiene dos semiconchas sin relieves, pero, en tanto que la acción de las semiconchas es sucesiva en el perno Boltex, ésta es simultánea en el perno Goldenberg, provocando al mismo tiempo una expansión en la semiconcha superior y en la inferior. Fig 4.11.

### Perno G.H.H.

En éste perno de una sola pieza, el anclaje se forma por dos cuñas dispuestas en sentido contrario que deslizan una sobre la otra; una de las cuñas que tiene forma de concha se mantiene en su lugar gracias a los relieves horizontales que le permiten adherirse al terreno. La otra cuña tiene estrías según la generatriz de la superficie cilíndrica, lo que le permite oponerse a una rotación al momento del atornillado. Ver figura 4.12.

### Perno Bayliss.

Es una clase especial de anclaje forzado, en el cual la cuña es solidaria con la barra; Las dos semiconchas son cilíndricas y sin relieves exteriores. Durante la operación de anclaje las semiconchas son mantenidas en su lugar por un tubo especial que recubre a la barra, sobre la cual se coloca un gato hidráulico.

La colocación del perno comprende las siguientes operaciones.

- a) Ajuste del perno dentro del tubo y adaptación del gato; Introducción del conjunto perno-tubo dentro del barrenado.
- b) Tracción con ayuda del gato para formar el anclaje.
- c) Relajación del esfuerzo y extracción del tubo después de quitar el gato.
- d) Colocación del gato y aplicación de la tensión definitiva.
- e) Apretado de la tuerca y desmontaje del gato.

En este método la expansión de la cuña es independiente de la rcca ya que se efectúa mediante el empuje del tubo. Si se quiere realizar un anclaje que resista una fuerte tensión, entonces será necesario un tubo muy fuerte y una tuerca muy resistente. Ver figura 4.13.

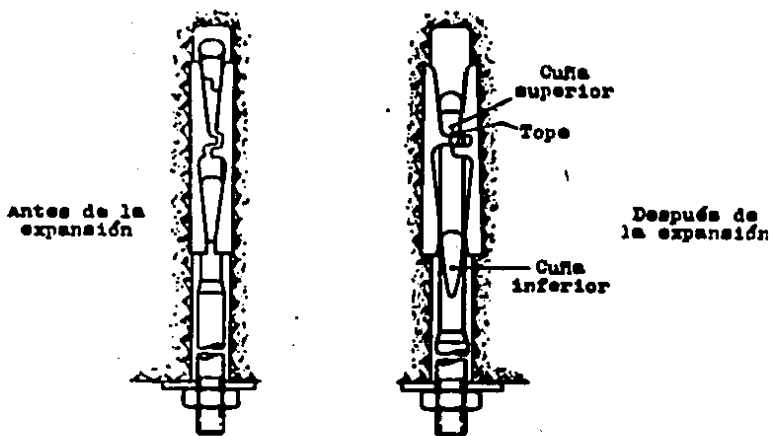


Fig. 4.11 Perno Goldenberg de doble expansión.

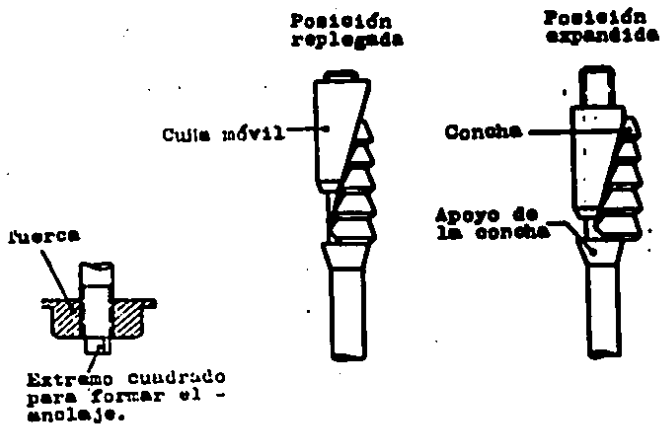


Fig 4.12 Perno G.H.H.

Posición replegada

Posición expandida

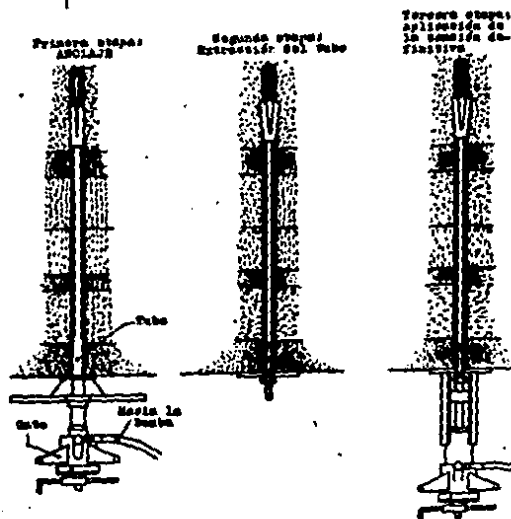
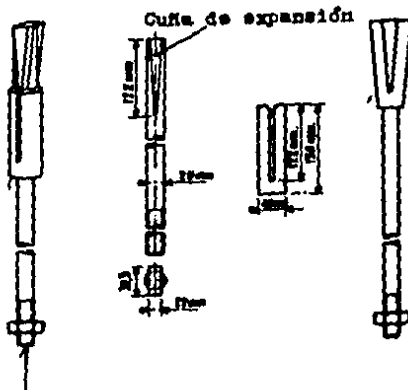


Fig. 4.13 a) Componentes del perno Bayliss.  
b) Colocación del perno Bayliss.

En terrenos sometidos a grandes tensiones estas operaciones pueden provocar fisuras y caídos que comprometen la eficiencia de este anclaje.

El uso del perno Bayliss es conveniente en los terrenos moderadamente duros. La superficie lateral de las conchas y su forma rudimentaria no permiten su utilización en terrenos húmedos.

Resumiendo, existen básicamente cuatro tipos de anclajes de expansión:

- 1) Pernos de anclaje libre, tales como los Boltex y Goldenberg.
- 2) Pernos de anclaje atornillado como los Ancrall.
- 3) Pernos de anclaje forzado por rotación como los Demsey-Pattin y G.H.H.
- 4) Pernos de anclaje forzado por tracción como los Bayliss.

Cada uno de estos pernos puede dar buenos resultados para situaciones particulares, pero es raro que un tipo de perno pueda convenir en muchos casos diferentes.

El tipo de perno a usar está en función de:

- a) La naturaleza de los terrenos y sus esfuerzos.
- b) La duración requerida del ademe.
- c) La capacidad de anclaje.
- d) El costo del perno colocado.

#### 4.2.2) Pernos inyectados o lechadeados:

Un perno inyectado está constituido esencialmente por una barra de acero sellada en el interior de un barrenado con un mortero o una lechada de cemento.

Cualquiera que sea el material metálico utilizado para constituir el tirante, este estará rodeado por una capa de mortero que lo une a la roca, la ligazón mortero-roca es tanto más íntima mientras más rugosas sean las paredes del barrenado y más fuertes las presiones de

Inyección, claro está que en lo anterior se deben evitar excesos.

Para que la funda de concreto cumpla con su papel de anclaje en las mejores condiciones que sea posible, el diámetro del barrenado deberá ser netamente superior al diámetro de la barra. La barra puede ser lisa o tener corrugaciones, puede ser recta o formar una línea quebrada y puede ser rígida o flexible (Por ejemplo un cable de acero).

Recientemente se ha venido utilizando un perno sueco llamado Perno Perfo que consta de una camisa perforada cortada longitudinalmente por la mitad, con un largo igual al del barrenado y un diámetro ligeramente mayor al del perno que se colocará dentro de ella.

Las dos mitades de la camisa perforada son llenadas con mortero de arena fina y cemento, a continuación se unen con unas abrazaderas de alambre, formando así un tubo lleno de mortero como se puede ver en la fig. 4.14.

El tubo ensamblado se introduce en el barrenado y posteriormente se hincan el perno dentro de la camisa, expulsando el mortero por las perforaciones. En muchos casos el perno consiste de una simple varilla de refuerzo, pero si se quiere proporcionar un anclaje inmediato se puede usar un perno de expansión.

La clave del buen éxito de este sistema descansa en el método para hincar la barra dentro del mortero. El empleo de un martillo de poco peso parece ser lo más apropiado.

Este método tiene la ventaja de que no requiere equipo de inyección, ni algún equipo especial; sin embargo tiene varios inconvenientes, principalmente el pequeño volumen de mortero que contiene la camisa, lo que obliga a tener un barrenado de diámetro muy cercano al tubo y en consecuencia al de la barra, ya que esta última debe ser capaz de expulsar una buena cantidad de mortero al hincarse.

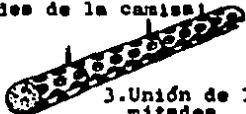
Los pernos inyectados son muy útiles principalmente cuando la componente principal de la carga es normal a la dirección del anclaje o donde el empleo de pernos con dispositivos de fijación es muy peligroso debido al flujo plástico de la roca; también son útiles cuando los pernos deben resistir fuerzas cortantes como en el caso de excavaciones escalonadas muy escarpadas. A estos pernos se les puede aplicar una tensión una vez que el mortero ha fraguado o pueden dejarse libres.



1. Mortero rico y plástico

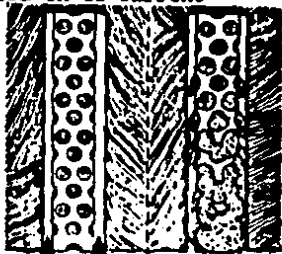


2. Llenado de las dos mitades de la camisa



3. Unión de las mitades

4. Introducción de la camisa en el barreno



5. Hincado de la barra

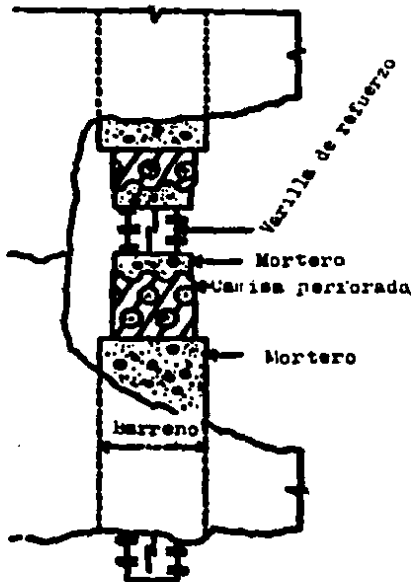


Fig 4.14 Perno Perfo.

### 4.3) Diseño de las anclas.

En el diseño o cálculo de las propiedades de las anclas predominan dos criterios: el norteamericano y el francés. Entre estos dos criterios existen grandes diferencias pues, en el primero de ellos, el diseño de las anclas está regido por la experiencia, reglas y recomendaciones empíricas; y en el segundo se tiene como base la teoría de la elasticidad y se consideran datos algunas propiedades físicas de la roca como son el módulo de elasticidad y el módulo de Poisson.

Como consecuencia de lo anterior, el estudio del criterio de diseño francés requiere de mucho más detalle que el americano, por lo que mientras sea conveniente se estudiará este último, y solo en ciertos casos se hará referencia al criterio francés.

Para el cálculo de las anclas existen dos condiciones en la roca que hay que considerar:

- a) El cálculo de las anclas antes de que la roca se haya deformado.
- b) Cálculo de las anclas después de que la roca se ha deformado.

El anclaje se deberá colocar inmediatamente después de terminada la excavación para evitar la fisuración de la roca y de esta manera evitar llegar a la segunda condición en donde los criterios de cálculo son aproximados e inciertos.

Para evitar la fisuración de la roca, la tensión aplicada a los pernos debe ser la adecuada; es de gran importancia la longitud de los pernos la cual debe ser lo más grande posible, sin embargo, existe una limitación a este requerimiento: no debe exceder la mayor dimensión de la excavación subterránea (esta limitación no existe en anclaje superficial).

#### 4.3.1) Diseño en excavaciones subterráneas:

En general el diámetro del perno y su resistencia dependen del anclaje disponible, esto es, el valor del anclaje que puede ser obtenido en la roca con el tipo de ancla en cuestión. Sería un desperdicio usar un perno mas resistente que el anclaje disponible en la roca. Este último factor solo puede ser valuado haciendo pruebas de extracción en el sitio.

Una vez obtenido el anclaje mediante pruebas de extracción, la separación de los pernos estará dada por el valor de la carga de la roca para cada tramo del túnel; sin embargo, esta separación muchas veces es especificada (en ciertos países) por algún organismo gubernamental,

como se verá a continuación. En los Estados Unidos, el Bureau of Mines y otros organismos han llegado a la conclusión de que el soporte más efectivo, para evitar caídos en las minas, es aquel formado por anclas colocadas a distancias uniformes. Este método es más o menos independiente del juicio del ingeniero, el cual frecuentemente se deja influir por el aspecto del techo o por las necesidades de trabajo. Las especificaciones están basadas en una gran experiencia, en el conocimiento de las condiciones del techo del túnel y en la aplicación de los principios básicos de la estabilidad.

Si la distribución de la carga puede ser calculada con un grado razonable de seguridad, se pueden diseñar los espaciamientos de los pernos de tal manera que trabajen la mayoría de ellos; lo anterior se explica con el hecho de que anteriormente se utilizaban distribuciones muy cerradas de pernos en las cuales solo uno de cada diez pernos instalados contribuía al soporte de la roca.

En lo que respecta a la longitud de un perno convencional, se deben tener en cuenta los siguientes factores:

a) La distancia a la cual se puede disponer de anclaje (la distancia respecto a la pared del túnel en donde los esfuerzos provocados por la excavación son pequeños o depreciables).

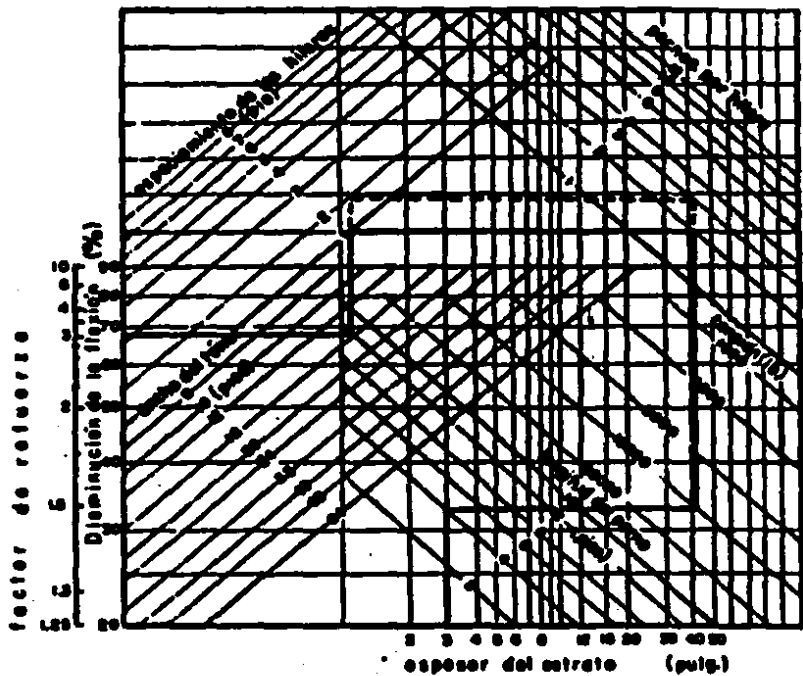
b) Dimensión del túnel o galería.

c) Dimensión del estrato de roca a soportar.

En ocasiones la longitud necesaria de los pernos es mayor que la dimensión del túnel, lo cual resulta prácticamente ilógico y da lugar al uso de pernos muy especiales, lo que trae como consecuencia un aumento en el costo de los pernos.

El Bureau of mines hizo pruebas en modelos e investigaciones en minas con el objeto de especificar longitudes, espaciamientos y tensiones óptimas para los pernos instalados en túneles excavados en rocas estratificadas. Estas pruebas condujeron al desarrollo de fórmulas que fueron publicadas en los reportes de investigación 5154, 5155 y 5156 cuyo autor es el Ing. I. Panek.

Con estas fórmulas, Panek construyó la gráfica 4.1 que toma en cuenta los siguientes factores:



Grafica 4.1 (U.S. Bureau of mines).

- a) Espesor promedio del estrato del techo de la mina.
- b) Longitud de los pernos.
- c) Capacidad del perno a la tensión y en el anclaje.
- d) Número de pernos por hilera transversalmente al eje del túnel.
- e) Espaciamiento de las hileras.
- f) Ancho del túnel.
- g) Factor de refuerzo o porcentaje de disminución de la flexión del estrato.

Se pueden obtener varios sistemas de anclaje con el mismo factor de refuerzo, como ilustra la línea gruesa de la gráfica, con la posibilidad de que uno de éstos sistemas tenga un costo apreciablemente menor que los otros.

La gráfica muestra que para las condiciones encontradas en muchas minas de carbón, no es difícil obtener un factor de refuerzo de 2 a 3, pero es difícil obtener un valor mayor. Se propone un valor del factor de refuerzo de 2 como mínimo.

Si el techo de la mina está soportado adecuadamente por un sistema de anclaje, este pueda ser verificado mediante la gráfica, determinando su factor de refuerzo.

#### 4.3.2) Diseño para anclaje en superficie:

Para analizar la estabilidad de laderas y de excavaciones en roca, se tomarán como base las condiciones para la estabilidad de taludes en roca no intemperizada según el profesor Karl Von Terzaghi, de cuya teoría se definen los siguientes parámetros.

$\phi_f$  = Angulo de fricción a lo largo de las paredes de la junta.

$\alpha$  = Angulo que forman los planos de estratificación respecto a la horizontal.

Con el fin de analizar el procedimiento de diseño, se tomará como ejemplo una cuña de roca inestable como se muestra en la figura 4.15.

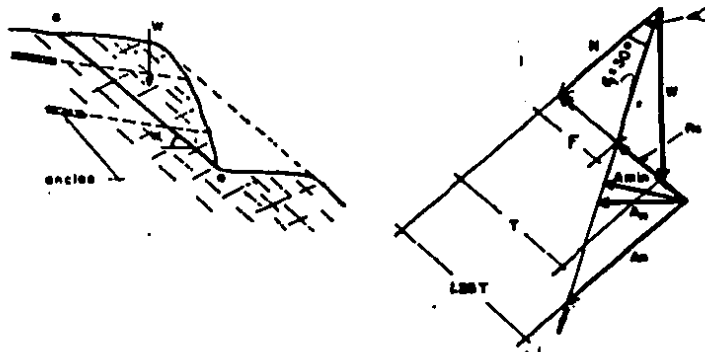


Fig 4.15 Fuerzas actuantes en una cuña de roca inestable

Si en tales condiciones consideramos que  $\phi_f = 30^\circ$ , existirá entonces una fuerza tangencial  $T$  que tratará de deslizar a la cuña en el plano a-a, y al mismo tiempo una fuerza resistente  $F$  debida a la fricción, quedando así la fuerza tangencial a soportar mediante el anclaje definida por  $T - F$ . Para analizar este problema se seguirá el procedimiento desarrollado por el Ing. F. Pachar, el cual consiste en un análisis estático de las fuerzas actuantes en la cuña de roca.

Pachar recomienda un factor de seguridad de 1.25, es decir, habrá que considerar una fuerza tangencial de  $1.25 T$ , la cual debe ser contrarrestada por la acción de los pernos.

Existen varias posibilidades de diseño, por ejemplo si se usan pernos que trabajen a cortante puro, la fuerza que deberán soportar será igual a  $R_n = (1.25T - F)$  y serán instalados normales al plano a-a; si se usan pernos preesforzados más o menos inclinados, la fuerza de tensión a la que estarán sujetos será igual a  $A_{\min}$ ,  $A_h$  o  $A_n$  según sea su inclinación respecto a la normal.

La longitud de los pernos es función de la dimensión de la cuña y de la fracturación de la roca y deberá ser tal que asegure que el anclaje sea colocado dentro de la zona estable de la roca.

Si se tiene el caso de un talud o un corte soportado por un muro de contención, el sistema puede ser analizado de la misma manera anterior introduciendo en el polígono de fuerzas el peso del muro. De manera similar, el efecto del sismo puede ser incluido en el polígono de fuerzas.

#### 4.3.3) Diseño de pernos inyectados:

Para el diseño de este tipo de pernos se analizará una forma sencilla del criterio francés:

##### a) Pernos inyectados comunes:

Estos pernos son usados para soportar zonas de roca muy fisurada o roca acerca de la cual se tienen dudas.

Si  $h$  = espesor del terreno a soportar,  $e$  = separación de los pernos igual en todos sentidos, y admitiendo que el terreno colocado entre dos pernos consecutivos sea lo suficientemente resistente para autosostenerse, al considerar el peso específico de la roca ( $\delta$ ), cada perno deberá soportar un peso medio igual a:

$$W = h e^2 \delta$$

Es necesario que se cumplan simultáneamente las dos condiciones siguientes:

$$\pi A d h > h e^2 \delta \qquad e^2 < \frac{\pi A d}{\delta} \qquad (1)$$

$$\pi B D h > h e^2 \delta \qquad e^2 < \frac{\pi B D}{\delta} \qquad (2)$$

donde:

- A = adherencia acero - mortero.
- B = adherencia mortero - terreno
- D = diámetro del barreno
- d = diámetro del perno

De acuerdo a las cuales el área ( $a^2$ ) entre cuatro pernos colocados a iguales distancias, estará definida por la condición mas desfavorable.

Además para asegurar el buen anclaje del perno se debe proporcionar una longitud tal que:

$$L \geq 2h \quad (3)$$

Finalmente el perno deberá resistir el esfuerzo de tensión que le transmitirá el peso del terreno por soportar, es decir:

$$\frac{\pi d^2}{4} R_a > \pi A d h \quad d > \frac{4 h A}{R_a} \quad (4)$$

$R_a$  = resistencia a la tracción del metal del perno.

Las relaciones 1,2,3 y 4 determinan las características del ancla y permiten establecer los datos teóricos del procedimiento para el anclaje. A estos, se les deberá añadir la experiencia en lo referente a la naturaleza del terreno, grado de fracturación de la roca y las posibilidades de perforación e inyección.

b) Ancas presforzadas:

Para definir el diámetro del barreno se debe cumplir con la condición siguiente:

$$B D > A d \quad D > \frac{A}{B} d$$

siendo B, D, A y d los mismos parámetros expuestos anteriormente.

En general se tiene  $A \leq 2 B$  y se puede tomar con seguridad que  $D = 2.5 d$ .

En cuanto a las características del perno, si h es el espesor del terreno a soportar, l la longitud del perno y  $\beta$  la inclinación respecto a la vertical, y adoptando un factor de seguridad de 1.25, la longitud del perno quedará definida por:



$$l = \frac{h}{\cos \beta} \quad (5)$$

Si  $F$  es la fuerza de tensión permanente que deberá mantenerse en el ancla, será necesario aplicar inicialmente una fuerza de tensión de presfuerzo igual a  $2F$  con el fin de absorber las pérdidas por flujo plástico. De este modo, tendremos:

$$\frac{\pi d^2}{4} R_a \geq 2F \quad \text{Resistencia de ruptura} \quad (6)$$

y

$$\pi d A h \geq 2F \quad \text{Resistencia al deslizamiento} \quad (7)$$

Considerando estas dos condiciones simultáneas se llega a :

$$d = \frac{4 a}{R_a} h \quad (8)$$

Se hace notar que la fuerza  $2F$  no se aplica al tirante del ancla más que en el momento en el que se somete a la tensión inicial, es decir, durante un tiempo infinitamente corto en relación con la duración de la tensión en servicio; se puede admitir que en ese momento la tensión puede acercarse al límite de fluencia del acero en cuestión. Mientras más alto sea el límite de fluencia, menor será el diámetro requerido por el tirante, lo cual conduce a un especial interés en el empleo de aceros de alta resistencia.

La ecuación 6 permite condicionar la tensión de presfuerzo  $2F$  al valor máximo siguiente :

$$2F = \frac{\pi d^2}{4} R_a$$

y reemplazando  $R_a = \frac{4 A}{d} h$  obtenemos la ecuación:

$$F = \frac{\pi d A h}{2} \quad (9)$$

El espaciamiento entre pernos está dado por la presión media en el perno.

Finalmente, en la selección del acero a emplear deberá darse preferencia al de alta resistencia, procurando que éste sea liso y recto, ya que estas condiciones permiten que la barra se desplace dentro de su contorno de mortero al momento del presforzado; no siendo lo mismo si el acero presenta asperezas, acanaladuras o torsiones dado que se disminuyen los desplazamientos de la barra y consecuentemente la acción del presfuerzo.

#### 4.4) Procedimientos de instalación.

Como se alcanza a apreciar, los distintos tipos de pernos presentan diversos tipos de dispositivos de anclaje, lo cual lleva al punto de hacer la observación de que el método de instalación depende del tipo de ancla, las propiedades físicas de la roca y del equipo de perforación disponible.

Los pernos de cuña y ranura son instalados con un equipo de percusión y los de expansión son instalados y presforzados mediante un proceso de apretado.

Otro de los factores que intervienen en el procedimiento a emplear, es el costo de barrenación, siendo por lo general más alto el de las barrenaciones inclinadas que el de las verticales, por lo que éstas últimas resultan más aceptadas en la práctica.

##### 4.4.1) Momentos torsores a aplicar en los pernos:

Para minimizar la flecha del techo de un túnel o los deslizamientos en taludes, las anclas deberán ser instaladas tan pronto como sea posible después de expuesta la roca.

Para la colocación de las anclas se debe tener en cuenta que la presión aplicada a los pernos debe ser la suficiente para contener los

estratos o para confinar la roca, tomando en cuenta que la carga límite del perno no debe excederse.

Si la carga límite es excedida durante la instalación, el perno parecerá estar firme, sin embargo, se deformará permanentemente y esto significa que continuará deformándose con cualquier carga adicional, por lo que es de gran importancia que la carga sea aplicada de acuerdo con los diferentes tipos y tamaños de pernos para no fatigarlos.

Es una práctica común usar una llave de tipo comercial que indica el momento torsor aplicado a la tuerca de un perno de cuña y ranura o a la cabeza de un perno de expansión.

Normalmente, cuando ocurre una pérdida de tensión del perno es dentro de las 24 horas posteriores a su colocación; esto puede ser verificado tomando medidas del momento torsor usando una llave medidora, una ligera pérdida del momento torsor no es importante pero cualquiera que sea mayor al 20% deberá de investigarse.

Cuando se tienen pérdidas apreciables del momento torsor, algunos de los puntos que se deben investigar son los siguientes:

- a) Las dimensiones del barrenado.
- b) El aplastamiento de la roca situada bajo la placa de apoyo.
- c) Revisar que la placa se encuentre bien apoyada en la superficie de la roca.
- d) El aflojamiento del ancla debido a movimientos de la roca causados por los explosivos.
- e) Pérdida de anclaje.

En la mayoría de los casos el reapretado del perno puede eliminar la pérdida de tensión.

#### 4.4.2) Anclaje de los pernos.

El anclaje de cualquier tipo convencional de perno se forma mediante la presión que ejerce el dispositivo de anclaje sobre la pared del barrenado.

La eficiencia del anclaje depende de la dureza de la roca en la zona de anclaje, del diámetro del barrenado, de la relación de éste con el

diámetro del dispositivo de anclaje y de la eficiencia de los materiales de los pernos.

El anclaje ideal es aquel que soporta cargas mayores que la carga límite del perno con un deslizamiento mínimo.

El deslizamiento del anclaje está definido como el movimiento de la cuña y del perno o de la concha de expansión con respecto a la pared del barreno, o el movimiento de la cuña troncocónica dentro de la concha.

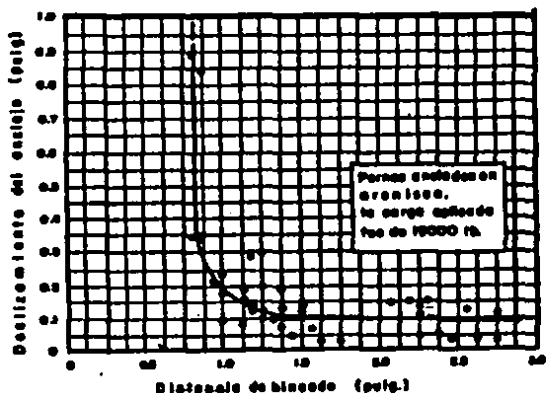
Pruebas de anclaje realizadas por el Bureau of Mines en modelos de pernos de expansión, mostraron que para obtener la máxima efectividad en el anclaje, la concha deberá ser instalada en un barreno con un diámetro lo mas ajustado posible a la dimensión de la concha de expansión y que la deformación de la cuña troncocónica influye en forma decisiva en el anclaje, por lo que es necesario el empleo de aceros muy resistentes para estas piezas.

Autores en el ramo han publicado tablas y gráficas que permiten normar un criterio en cuanto a los momentos torsores a aplicar en las anclas como en el caso de Howard K. Schnuck de cuyas especificaciones se da un ejemplo en la tabla 4.1.

Tabla 4.1

<u>Tipo de perno</u>	<u>Diámetro</u>	<u>Momento torsor mínimo</u>
Cuña y ranura	1"	34.60 Kg - m
Expansión alta resistencia	3/4"	20.75 - 24.90 Kg - m
Expansión alta resistencia	5/8"	18.80 - 22.15 Kg - m

Al mismo tiempo otros autores como G. Allen se han encargado de establecer relaciones entre el deslizamiento y la longitud de hincado para diversas combinaciones de anclas y tipos de roca. Como ejemplo de lo anterior se incluye la gráfica 4.2.



Gráfica 4.2 Relación entre el deslizamiento y la longitud de hincado para pernos de cuña y ranura con diámetro de 1" en arenisca.

#### 4.5) Control de calidad.

Hay una marcada tendencia a formular las especificaciones del anclaje basándose en unas cuantas pruebas ejecutadas en la etapa inicial de la excavación, lo cual es inadecuado, ya que por lo general se presentan variaciones muy importantes en las condiciones de la roca a lo largo de la excavación. Lo que deberá hacerse será entonces una verificación continua de los métodos de instalación para asegurar un buen anclaje en todos los pernos.

El control de calidad del ancla deberá incluir una rutina del control del momento torsor y pruebas de extracción. Por ejemplo, de cada 100 anclas se deberá extraer una de ellas; si se encuentra que su anclaje es inadecuado entonces se deberán extraer cinco o más anclas y si el anclaje promedio de estos pernos es inadecuado entonces los 100 pernos deberán ser extraídos y 100 nuevos pernos deberán ser colocados entre ellos. Tales especificaciones e inspecciones deberán seguirse fielmente.

Se ha visto que los esfuerzos en las anclas cambian con el tiempo, esto ha llevado a aprovechar los pernos como indicadores de las variaciones de los esfuerzos del techo en túneles, para lo cual se han instalado resistencias eléctricas en la parte media de los pernos. Otras técnicas mas elaboradas emplean un dispositivo de alarma que empieza a funcionar cuando la roca empieza a ceder.

# CAPITULO V

## DRENAJE

Siempre se encontrará agua almacenada en las masas de roca de la corteza terrestre debido a que esta se infiltra a través de los poros fisuras, juntas, fallas y cavidades; esta agua actúa en la roca mediante procesos físicos y químicos internos.

El agua subterránea se encuentra normalmente a presión, misma que se incrementa con la profundidad hasta valores muy altos. Las presiones hidrodinámicas e hidrostáticas son factores fundamentales en el comportamiento de las masas de roca, sus variaciones causan cambios en los esfuerzos internos y por lo tanto en la resistencia de la roca ante ciertas cargas llegando incluso a provocar la falla, ya sea por el peso extra que impone el agua, por el empuje lateral que se produce o por la disminución de la resistencia de ciertos planos de falla, afectando así la durabilidad de cimentaciones y estructuras como túneles o taludes entre otras.

El proceso por el cual el agua que se infiltra o el agua subterránea es extraída de suelos o rocas por medios naturales o artificiales es llamado drenaje.

El desarrollo de sistemas de drenaje efectivos para prevenir acumulaciones peligrosas de agua ha sido desde hace años una tarea sumamente importante para el ingeniero civil.

Sistemas de drenaje eficientes pueden incrementar la seguridad de presas de tierra o concreto, taludes, túneles y muchas otras estructuras.

Cuando se hace un análisis para encontrar el mejor medio para controlar el agua en trabajos de ingeniería, es importante tratar de identificar la fuente o fuentes de dicha agua. Los trabajos de ingeniería involucrados con agua normalmente pueden hacerse seguros mediante:

- 1) Manteniendo el agua alejada de los lugares donde puede causar daño.
- 2) Controlando mediante sistemas de drenaje aquella que se infiltra

en la mayoría de los casos se usan combinaciones de ambos métodos para controlar las filtraciones y el agua subterránea.

Pantallas de inyección de la mejor calidad son parcialmente efectivas en el control de las filtraciones en presas de tierra (por ejemplo). En casi todas las obras donde interviene el agua se depende de sistemas de drenaje para lograr un control efectivo.

De gran importancia en el desarrollo de sistemas de drenaje es el diseño de sistemas capaces de remover toda el agua que llega a ellos sin tener construcciones excesivas, obstrucciones o socavaciones por erosión. Se deberá analizar cada componente del sistema de drenaje (filtros, conductores, colectores y desfuegos) para asegurarse de que el sistema completo tendrá la capacidad necesaria y que funcionará adecuadamente.

### **5.1 Requermientos básicos de los drenes y filtros.**

Las masas de roca normalmente pueden drenarse permitiendo escapar al agua libremente por las superficies expuestas, barrenos de drenaje, galerías, etc., debido a que por lo general sus materiales tienen la suficiente cohesión para resistir la erosión, sin embargo, existen rocas cuyos fragmentos pueden desprenderse con relativa facilidad, lo cual impone mayores dificultades al drenaje. Como superficies desprotegidas, estos tipos de rocas pueden erosionarse por las fuerzas de filtración, y si se permite que el proceso de erosión comience, pueden ocasionarse obstrucciones en los filtros y drenes y, en casos extremos, fallas por tubificación.

Como consecuencia de lo anterior, las superficies de drenaje de rocas fácilmente erosionables se deben cubrir con capas protectoras especiales que permitan al agua escapar libremente pero que sostengan a las partículas firmemente en su lugar.

Para el efecto, se utilizan entre otros varios productos manufacturados los geotextiles como mallas muy finas de fibra de vidrio, pero más frecuentemente se utiliza como filtro y material de drenaje algún agregado poroso. Agregados de buena calidad son prácticamente indestructibles, relativamente incompresibles, de fácil obtención en muchos sitios y no son caros. Cuando se usan correctamente, los agregados para drenaje pueden ser un elemento vital en la durabilidad de los trabajos en que se



emplean.

Algunos filtros sintéticos han adquirido o aumentado su importancia y aún cuando no ha sido probada su eficiencia en todos los casos, existe la evidencia de que son materiales adecuados para muchos de los trabajos de drenaje que se realizan en roca. Los filtros sintéticos tienen tres funciones básicas: 1) Separar dos materiales granulares diferentes para evitar que se mezclen en la presencia de agua, 2) Filtrar y 3) Reforzar. En los sistemas de drenaje, las fibras sintéticas se usan primordialmente como un sustituto de los filtros de agregados finos en regiones donde los agregados de buena calidad son escasos o costosos, o bien, en casos en los que un filtro sintético resulta más fácil de instalar que uno de agregados finos. Existen muchos tipos de filtros sintéticos con una amplia variedad de texturas y separaciones entre filamentos. El diseñador del sistema deberá asegurarse que cualquiera que sea el que se especifique tenga las propiedades requeridas para que su funcionamiento sea el deseable para la vida del proyecto.

Los filtros y drenes pueden proveer seguridad permanente contra la acción dañina de la filtración y agua subterránea, no obstante, se deberán cuidar ciertos requerimientos fundamentales: Si ambos elementos van a cumplir su propósito, los materiales empleados en su construcción deberán tener la granulometría adecuada y ser manejados y colocados con cuidado para evitar su contaminación o segregación. Se requiere de un control cercano de la producción, manejo y colocación de los materiales ya que una sola parte de un filtro mal construido podría llevar a la falla.

Muchos de los problemas asociados con el diseño de filtros y drenes adecuados nacen de la necesidad de satisfacer los dos requerimientos siguientes:

1) Por túbificación: Los espacios o poros de los drenes o filtros que están en contacto con material erosionable deben ser lo suficientemente pequeños para evitar el lavado de las partículas que se pretende retener.

2) Por permeabilidad: Los espacios o poros de los drenes o filtros deben ser suficientemente grandes para impartir la permeabilidad suficiente para que las filtraciones de agua puedan escapar libremente y

así lograr un buen control sobre el flujo.

Cuando se requieran remover cantidades "pequeñas" de agua, una simple capa de material bien graduado, suficientemente permeable que cumpla los dos requerimientos puede ser útil como filtro y como dren; pero cuando se han de remover "grandes" cantidades de agua, normalmente se requiere de una capa filtrante para prevenir la tubificación y de una capa de grano grueso para facilitar la salida de dicha agua. A estos sistemas se les ha denominado filtros graduados.

Frecuentemente el requerimiento de permeabilidad se cumple únicamente con agregado de grano grueso. Cuando dicho material se emplea en el drenaje de roca fácilmente erosionable, se deben utilizar filtros finos para evitar las fallas por tubificación o problemas de atascamiento. Los filtros finos para drenes realizan las funciones siguientes: a) como filtros que permiten el flujo libre hacia la capa de agregado de grano grueso del dren b) como separadores o barreras que conservan al material erosionable fuera de las otras capas cuando no hay un flujo de agua importante a través del filtro.

Los drenes y filtros que se diseñan de acuerdo a buenas prácticas de Ingeniería deben funcionar durante la vida de la instalación a la que pertenezcan con un mantenimiento moderado, sin embargo, los operadores de la obra deben estar alertas de cualquier acción que pueda dañar el sistema de drenaje así como de cambios en las condiciones que puedan reducir la eficiencia de este. Si algún tratamiento de inyección se realiza después de que el sistema de drenaje se ha terminado, se deberá tener cuidado de que la mezcla no penetre en él y atasque los drenes.

Aun cuando ciertas gravas y arenas pueden ser usadas para filtros y drenes requiriendo de un tratamiento nulo o escaso, es recomendable proveerlos de un tratamiento. Los esfuerzos que se realizan para economizar mediante el empleo de materiales locales no tratados casi siempre desembocan en elementos de drenaje insatisfactorios. La mayoría de los depósitos naturales de estos agregados varían en granulometría de un sitio a otro del área de préstamo o bien se encuentran inter-estratificados con capas de otros materiales, como arcilla, que son difíciles de remover.

En la mayoría de los casos no se puede disponer de los agregados de depósitos naturales para crear sistemas de drenaje consistentes y

adecuados sin someterlos previamente a tratamientos de lavado y cribado.

Muchos de los agregados empleados en estructuras de drenaje se quiebran y desarrollan una mayor proporción de finos durante su manejo, colocación y compactación; razón por la cual se deben de tomar muestras de los materiales después de que estos han sido compactados.

Resulta extremadamente difícil establecer especificaciones de los materiales, diámetros y sistemas de colocación que se deben emplear en la construcción de sistemas de drenaje, dado que dichas especificaciones dependen de las características propias del sitio por tratar y de las propiedades de los materiales que se vayan a emplear según lo dicte la economía de la obra.

## 5.2) Métodos para el control del agua que se infiltra.

Como se mencionó anteriormente, se utilizan dos procesos fundamentales para proteger estructuras de las filtraciones y agua subterránea:

Dentro del primer grupo (aquellos métodos que mantienen el agua alejada o reducen la magnitud de las filtraciones) se encuentran diversas técnicas, y para la elección de alguna de ellas se deberán tomar en cuenta los tres factores siguientes: (1) El lugar por bloquear (2) La cantidad de flujo de agua que se tendrá mientras se introduce el bloqueo y (3) El tamaño y forma de los vacíos a bloquear. Ningún método resulta aplicable a todos los casos, la mayoría son caros y en muy pocos casos se logra detener por completo el flujo de agua.

En la figura 5.1 se ilustran algunos de los sistemas más representativos de este grupo.

Inyección (fig. 5.1 a) Es la impregnación de los vacíos con un fluido que con el paso del tiempo endurece. Este método resulta efectivo si el tamaño de los vacíos y el flujo del agua son pequeños. Si los vacíos son grandes o la velocidad del agua es alta, el fluido de inyección puede diluirse y dispersarse antes de que se establezca el bloqueo. En el caso de inyecciones con cemento portland (por ejemplo) se emplearía mucho de éste debido a que se lavaría antes del fraguado. En el caso de inyecciones, el cuarto factor a considerar sería la rapidez de fraguado del fluido empleado.

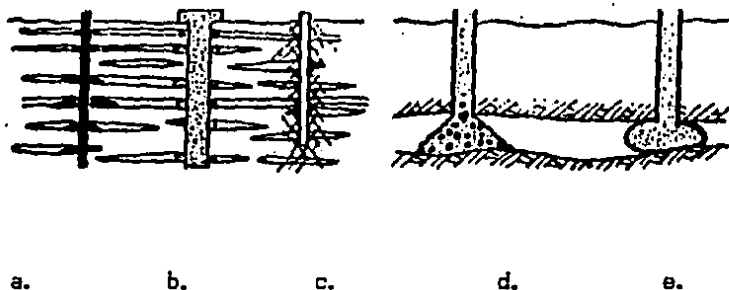


Figura 5.1 Control de flujo en roca porosa y en cavidades.

Una segunda forma de bloquear el paso al agua es la construcción de una pared que pasa a través del acuífero poroso. La más sencilla de estas es la constituida por hojas de acero. Con el empleo de este método seguirá existiendo flujo por las paredes a menos que estas sean llenadas con alguna clase de sellador o que haya quedado excepcionalmente bien ajustada. El empleo de esta técnica se limita a rocas en las cuales la penetración es fácil y en algunos casos causa más daño que beneficio al romper la roca adyacente a la pared, lo cual favorece la permeabilidad local.

Una solución alterna es la construcción de una pared de concreto o arcilla, excavada a través de la zona porosa, en éstos casos se han llegado a presentar situaciones en las que se requiere un relleno provisional con mezcla agua-arcilla para equilibrar los empujes laterales, procediendo posteriormente a colar el relleno definitivo mediante el empleo de tuños tremie para que la mezcla provisional sea expulsada.

Al igual que las inyecciones, las paredes de concreto o arcilla son efectivas cuando la velocidad del flujo de agua es baja, ya que de esta forma los materiales no se remueven del sitio antes del que el bloqueo

se efectúa.

Si los vacíos son grandes o la velocidad de flujo alta como para que los fluidos empleados para el bloqueo se laven y no sean efectivos, entonces se debe recurrir al bloqueo temporal de los vacíos mientras se introduzca la retención permanente; para el efecto existen por lo menos dos técnicas, la primera consiste en introducir fragmentos de roca en el vacío, los cuales deberán cumplir con las características de permeabilidad suficientes para que no se impida por completo el flujo de agua pero que sí reduzca su velocidad lo suficiente para permitir el fraguado de la mezcla que se decida añadir, la cual rellenará también los poros o pequeños vacíos que queden entre los fragmentos.

La segunda técnica emplea una "bolsa" suficientemente grande para llenar la cavidad; esta se infla al momento de bombear mezcla de cemento en su interior. La bolsa impide el lavado de la mezcla antes de que frague. (figura 5.1 e).

Dentro del segundo grupo (métodos de drenaje que controlan el agua que logra infiltrarse) se tienen técnicas diversas como la zonificación con muros de retención, drenes y pantallas longitudinales, drenes verticales y pozos o galerías de alivio, las cuales por lo general se emplean en forma combinada para aumentar su efectividad. Estos métodos forman los llamados sistemas de drenaje.

### 5.3) Sistemas de drenaje.

Los sistemas de drenaje tienen los propósitos siguientes:

- 1.- Interceptar el agua que se infiltra que pueda interferir con el funcionamiento de una obra.
- 2.- Incrementar la estabilidad de taludes previniendo el deslizamiento por falta de cohesión.
- 3.- Incrementar las características de resistencia en excavaciones.
- 4.- Reducir las cargas hidráulicas sobre la obra de interés.

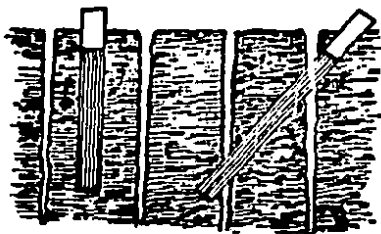
Todas las técnicas de drenaje utilizadas en suelos pueden emplearse en roca dependiendo de las características del acuífero de que se trate; estas incluyen pozos de bombeo, pozos parciales, drenes horizontales, galerías, etc. La elección dependerá de factores como:

1. La elevación del nivel hidráulico comparada con el nivel de excavación y de desagüe.
2. La cantidad de agua.
3. La cantidad y tipo de sólidos disueltos y en suspensión así como minerales, lo cual depende principalmente del tipo de roca, de los fragmentos de esta que se encuentren sueltos en los poros y de lo erosionable que sea la zona por tratar.
4. La forma, tamaño, espaciamiento y ubicación de los acuíferos.

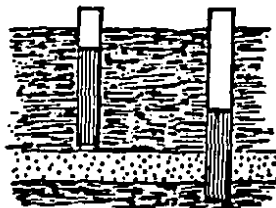
La mayoría de los sistemas de drenaje son flexibles respecto a la capacidad de descarga y esta puede incrementarse para absorber cantidades inesperadas de flujo; sin embargo, para el proyecto se debe conocer una cantidad aproximada del agua por remover para que así sea posible conocer los requerimientos de energía, materiales y todos los insumos necesarios para la construcción.

El método más comúnmente empleado para la extracción de agua de las zonas donde pueda causar daño es el bombeo, este método por lo general es el más económico, pero según las cantidades por remover o las profundidades, pueden hacerse necesarias otras técnicas capaces de manejar mayores cantidades de agua o que requieran de menor mantenimiento.

El principal factor a considerar, en cualquiera de los casos, es la relación existente entre el tamaño del dren, la forma, y el espaciamiento y orientación respecto al acuífero. Un pozo excavado en roca sólida entre juntas puede estar desaprovechando su capacidad de bombeo, en cambio, el mismo pozo excavado de tal manera que intersecta las juntas de la roca seguramente será mucho más efectivo (Figura 5.2 a). De forma similar, un pozo pequeño que no llega al acuífero puede crear la ilusión de estar trabajando en roca de baja permeabilidad, unos cuantos metros más de excavación pueden cambiar la perspectiva del trabajo por completo (Figura 5.2 b).



a) roca fisurada



b) acuífero confinado

Figura 5.2

La elección del tipo de dren, plantilla de pozos y su orientación es función de la geometría del acuífero así como del flujo estimado. En la mayoría de los casos debido a la falta de homogeneidad en la roca se presentan drenes cuya eficiencia es muy baja y otros en los que el drenaje es mucho mayor que el esperado al suponer una distribución uniforme de flujo. Debido a lo anterior, el tipo de pozo elegido debe tener una capacidad de por lo menos 10 veces el flujo estimado a menos que se hayan realizado previamente pruebas de bombeo en cada uno de ellos.

La posición final de la plantilla de bombeo quedará determinada por las condiciones de campo, ya que el proyecto debe permitir modificaciones según el avance de la obra.

Entre los principales sistemas de bombeo se encuentran los siguientes:

#### Pozos de bombeo:

Cuando las formaciones rocosas que son excavadas tienen la suficiente resistencia para permanecer sin deslizamientos, erosión u otros problemas, el agua que se filtra se deja fluir hacia canales construidos al pie de la excavación o a pozos localizados en posiciones seleccionadas de donde se extrae por medio de bombas (fig. 5.3). Cuando este método puede emplearse, el costo del drenaje es muy reducido, pero se deben tomar en cuenta factores como el manejo de los cables y mangueras y su efecto en los rendimientos de otros trabajos para así poder determinar el costo real de esta opción.

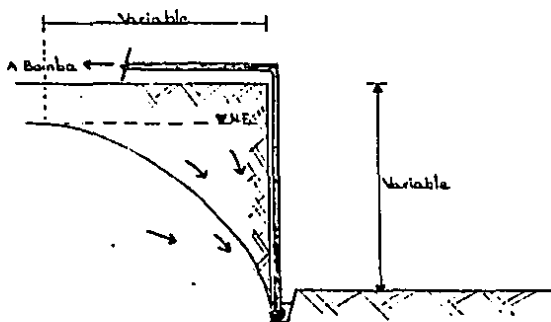


Figura 5.3 Pozos de bombeo.

Este método casi nunca resulta satisfactorio para excavaciones profundas localizadas bajo el nivel freático, sobre todo cuando la roca es muy permeable; sin embargo, bajo condiciones favorables puede llegar a ser el único método para controlar el agua.

#### Bombeo en pozos parciales:

Al igual que en el caso anterior, en que puede ser necesaria la extracción del agua de una cierta zona, si la roca no es tan resistente como para permitir taludes con grandes pendientes, se pueden realizar pequeñas perforaciones recubiertas con un tubo de plástico o acero de poco diámetro en taludes poco inclinados.

El método de pozos parciales funciona del mismo modo que los pozos de bombeo, su uso se justifica cuando, como se ha mencionado, el talud no acepta grandes pendientes o cuando los materiales a perforar a cierta profundidad incrementan el costo, por lo que puede ser preferible perforar varios pozos poco profundos.

El arreglo de los pozos que forman este sistema puede ser en línea a lo largo de un talud o en forma de un anillo que rodea una excavación; estos pozos son conectados a una o más bombas que extraen el agua, bajando así el nivel freático de la zona de interés. La separación entre pozo y pozo varía normalmente entre 50 cm. y 4 m., pero este rango



puede variar dependiendo del fracturamiento, permeabilidad, estratificación y tipo y estructura de la roca a drenar así como del nivel al que se desea dejar el agua.

Los pozos parciales se utilizan con mayor frecuencia en excavaciones en las que no se requiere una gran disminución del nivel freático. En la figura 5.4 se muestra una sección de una excavación profunda bajo el nivel freático que se estabiliza con un sistema de cinco pozos parciales.

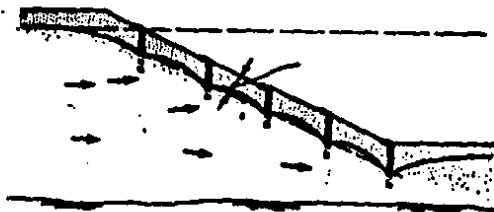


Figura 5.4

#### Pozos de bombeo profundo:

Cuando se requiere una baja considerable del nivel de agua y la roca se encuentra estratificada de tal forma que existen zonas suficientemente permeables que favorecen el flujo, se emplean los pozos de bombeo profundo.

Este tipo de pozos regularmente se excavan en el hombro del talud del cual se pretende reducir el nivel de agua. Unos cuantos pozos a separaciones considerables (15 a 20 m.) suelen ser suficientes, pero en caso de no obtenerse la baja deseada del nivel, se puedan perforar pozos adicionales.

Si la excavación es angosta puede no requerirse de algún otro método

para lograr el objetivo, pero si es amplia generalmente se requiere de pozos parciales al pie del talud y probablemente dentro del area de trabajo.

La figura 5.5 muestra un talud de una formación rocosa estratificada estabilizado mediante el método de pozos de bombeo profundo.

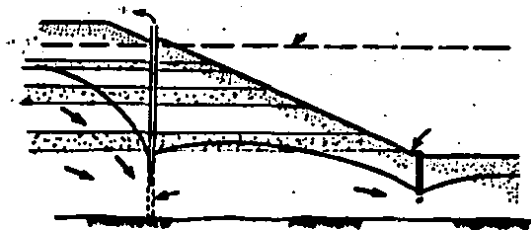


Figura 5.5

Los pozos parciales y los de bombeo profundo por lo general requieren de periodos de operación largos y como una falla en el sistema de drenaje puede ocasionar deslizamientos de los taludes en tratamiento es indispensable contar con bombas de relevo por si se presenta algún problema con alguna(s) de las principales.

Otras técnicas diferentes al bombeo también son aplicadas en la estabilización de taludes, túneles y cimentaciones, estas utilizan la acción de la gravedad para la extracción del agua, pero no por dejar de tener maquinaria en operación se puede pensar en drenar indiscriminadamente la zona; un drenaje excesivo puede crear estados de esfuerzos no deseados en la obra.

Dentro de estas técnicas se encuentran las siguientes:

### 5.3.1) Drenaje en taludes:

#### a) Drenes colectores superficiales.

Constituidos por zanjas o cunetas localizadas en el hombro de un talud para interceptar y canalizar los escurrimientos superficiales de agua antes de que lleguen al talud. Dichas zanjas deberán tener sección y pendiente suficientes para evitar que lleguen a ocurrir desbordamientos.

En taludes constituidos por varios escalones, se incluyen zanjas al pie de cada escalón para canalizar el agua que escurre del talud superior, de tal manera que ésta no penetre en las fallas que puedan existir en la nueva parte horizontal.

#### b) Drenes horizontales.

Estos drenes consisten simplemente en perforaciones horizontales hechas en diversos puntos de un talud. Su diámetro dependerá, como se ha mencionado, de la cantidad de agua a remover, y el filtro del material en que se perfora cada barreno.

Estos drenes son particularmente efectivos cuando llegan a quedar en una posición tal, que alcanzan la parte inferior de las grietas de tensión y la superficie potencial de deslizamiento. El espaciamiento y orientación de éstos drenes depende de la geometría del talud y de la disposición de las discontinuidades estructurales del macizo. El emplazamiento adecuado de los drenes se podrá lograr si se conoce la posición del nivel freático del macizo; lo anterior se logra mediante la colocación de piezómetros en el sitio.

Debe cuidarse que la descarga de estos drenes horizontales no penetre de nuevo en alguna grieta del talud, para lo cual, en caso necesario se utiliza asfalto para impermeabilizar ciertas zonas de la roca entre la boca del dren horizontal y la zanja de drenaje superficial.

En la mayoría de las instalaciones de sistemas de drenes horizontales, los primeros en perforarse sirven a la vez para exploración ya que proveen información para la localización de los drenes adicionales. Las instalaciones terminadas frecuentemente tienen espaciamientos entre 3 y 5 metros, pero como se sabe, las especificaciones dependen de las condiciones locales.

Se ha sabido de ciertas instalaciones de drenes horizontales que producen cantidades increíbles de flujo de agua al exterior, por ejemplo, en un talud cuyo sistema de drenaje fue instalado por California Division of highways en Questa Grande se presentaron escurrimientos en un solo dren de aproximadamente 4'000,000 lts/día durante el primer día y de 60,000 lts/día promedio durante los dos próximos años. Lo anterior es un grán ejemplo de la importancia de aplicar un buen sistema de drenaje a estructuras, sean rocas o suelos.

#### c) Pozos verticales.

Cuando se perforan pozos verticales en taludes, se obtienen mejores resultados si se dejan fluir libremente en combinación con drenes horizontales (figura 5.6). Si la intención de la instalación de los pozos verticales es sólo temporal, se recurre a las técnicas de bombeo citadas con anterioridad.

Si las condiciones locales son extremas, pueda requerirse la combinación de éste sistema con el de galerías de drenaje para proveer de mayor descarga por gravedad al talud en tratamiento.

Los sistemas de pozos verticales tienen la ventaja de ser flexibles, ya que, al igual que los drenes horizontales, permiten añadir perforaciones intermedias si la plantilla inicial resulta insuficiente para el control de las filtraciones y del agua subterránea.

Tiene la ventaja además, de poder ser puesto en operación antes de que se realice el corte de un talud. La desventaja en este caso es que el equipo de bombeo debe mantenerse funcionando continuamente para que el drenaje sea efectivo.

#### d) Galerías.

Las galerías de drenaje con o sin abanicos de perforaciones radiales, constituyen el sistema más efectivo para abatir las cargas hidrostáticas en un talud. Son también el sistema más costoso, por lo que únicamente deben considerarse cuando las condiciones son críticas.

La localización óptima de una galería de drenaje es el vértice inferior e interior del paralelogramo construido con las caras del talud como se muestra en la figura 5.7

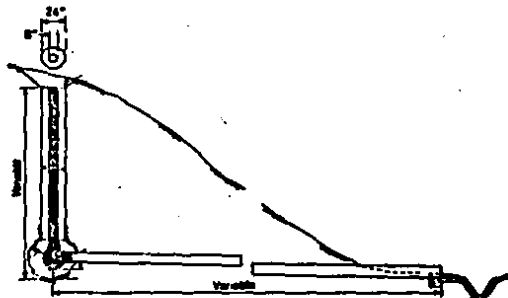


Figura 5.6 Combinación de drenes verticales y horizontales.

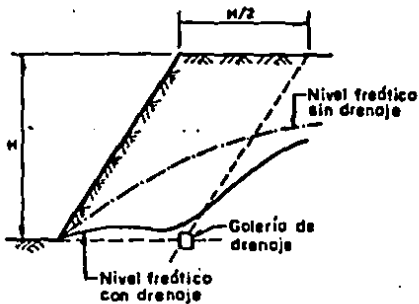


Figura 5.7 Emplazamiento de una galería de drenaje bajo un talud

Las galerías de drenaje son túneles excavados en la roca cuyas dimensiones generalmente quedan definidas por el espacio necesario para la maquinaria que se emplea en su construcción ya que difícilmente se tienen flujos tan grandes como para tener que diseñar las dimensiones basándose en estos.

Si las galerías intersectan zonas porosas, juntas, fallas o estratos, su efectividad se aumenta grandemente.

El uso de galerías de drenaje ayuda a la inspección de condiciones que pueden afectar o favorecer el flujo de agua y por lo consecuente a la elección de las combinaciones de métodos que darán el servicio más efectivo.

No debe olvidarse que una galería de drenaje es de por sí un túnel, su diseño debe evitar toda clase de fallas, por lo mismo puede requerir también de tratamiento por medio de anclas.

En la figura 5.8 se muestran en forma conjunta los elementos constitutivos de un sistema de drenaje para talud, mismos que son aplicables a túneles o cimentaciones.

### 5.3.2) Drenaje en túneles:

Quando las cargas hidráulicas sobre el revestimiento de un túnel o de una excavación subterránea cualquiera, son importantes, se hace necesario la instalación de drenes para reducirlos.

Los drenes colocados en excavaciones subterráneas, son unos tubos ranurados cuyo extremo interior atraviesa la zona relajada del túnel (por ejemplo una losa estratificada), propiciando que el agua fluya al interior del mismo sin sobrecargar la zona de riesgo.

Este sistema de drenes puede ser colocado antes de la construcción del revestimiento siempre que se tenga la seguridad de que no será dañado y de que no causará pérdidas de resistencia a la zona en cuestión.

Donde la roca es estable, los drenes pueden ser perforados sin ademe. Estos drenes deberán revisarse periódicamente y reperforsarse cuando por el depósito de sales minerales queden taponados.

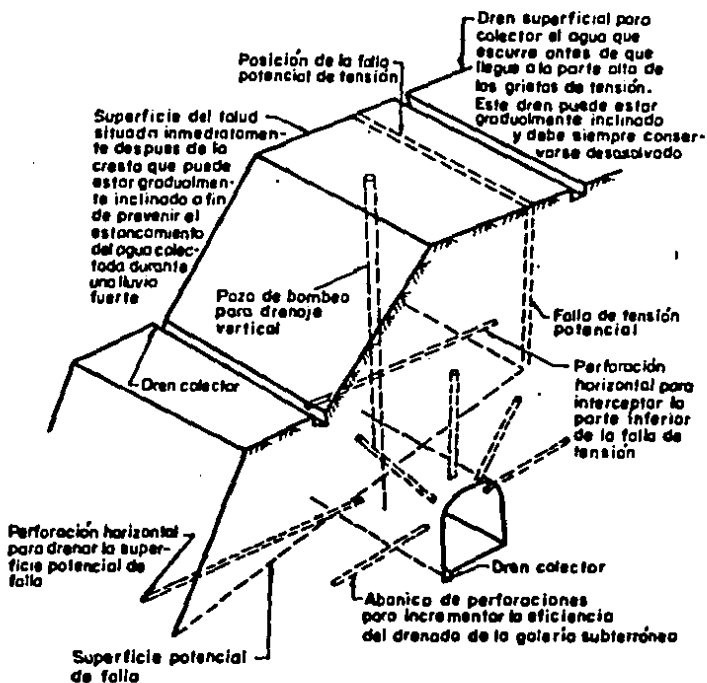


Figura 5.8 Elementos constitutivos del drenaje en taludes.

El emplazamiento de los drenes para obras subterráneas puede ser de forma radial en abanico desde la misma obra o desde una galería de drenaje paralela (cuando no es conveniente que el agua circule por el túnel) que de preferencia deberá situarse a una profundidad mayor que la de la obra que se desea proteger (figura 5.9).

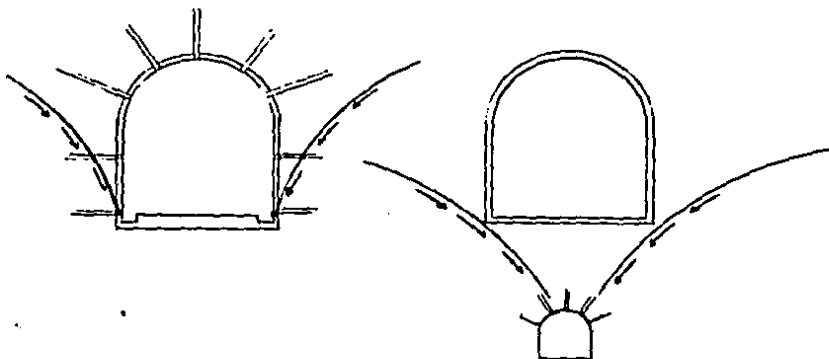


Figura 5.9

### 5.3.3) Drenaje en presas:

En obras como las presas se aplican los dos sistemas de drenaje expuestos con anterioridad, el primero tiene su aplicación en las laderas de la boquilla, donde se apoyan fuertes cargas de la cortina y el segundo se utiliza, sobre todo, cuando se ha realizado algún tratamiento de inyección para la cimentación formando pantallas de inyección.

Como se sabe, las laderas de una boquilla para las presas de arco o boveda, son los elementos básicos de apoyo de los empujes hidráulicos, y la presencia de agua excesiva en estas, ha provocado deslizamientos considerables (época de lluvias) que con el paso de los años se llegaron a convertir en catástrofes.

La aplicación de pantallas de inyección para aumentar la permeabilidad y/o la resistencia de la cimentación de presas, a pesar de su eficiencia, no logra evitar que ciertas cantidades de agua del embalse



logran filtrarse, lo cual no pueda dejarse al olvido ya que poco a poco se agrandarían los caminos que encuentra el agua, formando cavidades que restan resistencia a la cimentación. Para evitar lo anterior se construyen en algunos casos sistemas de pantallas y galerías que encausan el flujo del agua por zonas de menor riesgo.

La figura 5.10 muestra la disposición de un sistema formado por pantallas de inyección y galerías de drenaje.

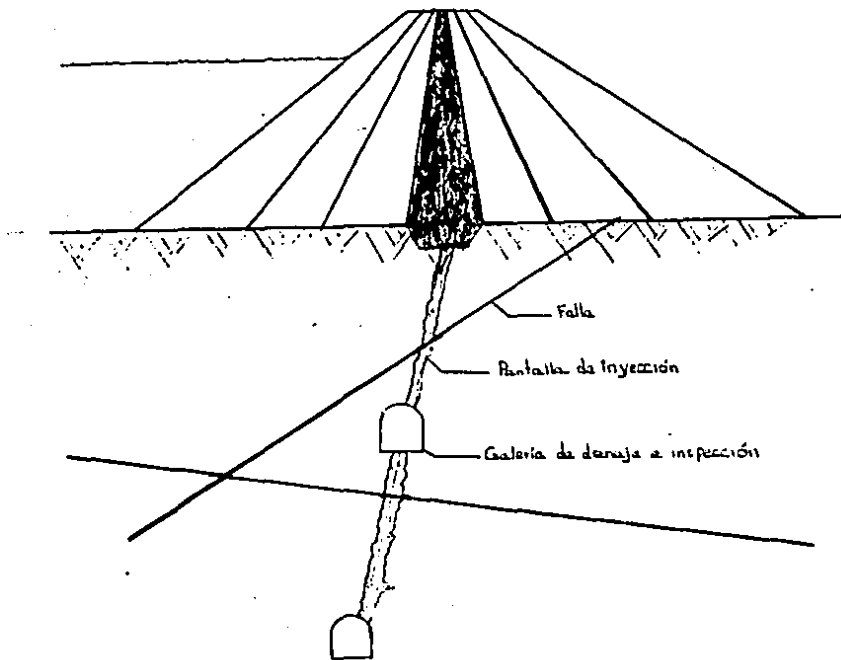


Figura 5.10

## COMENTARIOS

Debido a los diversos requerimientos en los tratamientos de macizos rocosos, el desarrollo de nuevas tecnologías ha ido en aumento para poder satisfacer las necesidades de las obras civiles. En México, el campo en el que más frecuentemente se aplican los tratamientos objeto de este trabajo es en la construcción de presas, donde se hacen totalmente indispensables los tratamientos de inyección y de drenaje, y muy frecuentemente se aplican tratamientos de anclaje a taludes y galerías.

Ejemplo del desarrollo de la tecnología en México es la aplicación de pantallas de inyección flexibles construidas a base de lodos bentoníticos; el objeto de dichas pantallas de inyección es tener una mayor tolerancia de deformaciones sin que se incremente la permeabilidad del tratamiento.

La aplicación de cualquier tratamiento a masas de roca requiere de datos particulares del sitio, por esta razón, no es fácil establecer especificaciones de las características que se deben de tener antes, durante y después del tratamiento; cada caso será totalmente distinto y representará una nueva experiencia para el ingeniero, sin embargo, como en cualquier otra obra de Ingeniería, deberá existir un programa de ataque al problema que tome en cuenta todos los insumos necesarios y los disponibles en cada una de las diferentes opciones para la solución. Obviamente, la elección de los procedimientos y equipos a emplear en un tratamiento, cualquiera que este sea, irá en función de la efectividad y economía de éste.

Como en toda obra, deberán llevarse bitácoras o registros de la ejecución del tratamiento, anotando todas las operaciones realizadas, las dificultades encontradas y los cambios de las especificaciones de proyecto para poder dar solución a estas.

Ninguno de los tratamientos de inyección, anclaje o drenaje, son procedimientos que puedan dejarse al olvido una vez realizados; en cualquiera de estos casos la observación del comportamiento "actual" del proyecto terminado siempre se requerirá debido a las variaciones de las características finales del tratamiento, mismas que pueden llevar a situaciones no predecibles. Cualquier cambio inesperado e

inexplicado en el comportamiento de la obra, deberá ser causa de preocupación e investigación a fondo.

Para tener los medios suficientes para detectar las variaciones en el comportamiento de la obra, se deberá instalar el equipo adecuado como piezómetros, extensómetros, deformímetros, etc.

Como se mencionó con anterioridad, las condiciones geológicas influyen en forma decisiva en el uso de uno o varios tratamientos en un sitio; el problema que mas frecuentemente se presenta es la pérdida de cohesión en ciertos planos de falla de la roca, situación que puede ser controlada con el empleo de un tratamiento o combinaciones de estos.

A modo de observación general, cabe mencionar que la limpieza de los barrenos efectuados para el tratamiento es importante, sobre todo en la inyección y el anclaje; en el primer caso, es muy importante evitar que basuras o desperdicios permanezcan en el barreno ya que se puede producir el taponamiento de las fisuras donde la mezcla se inyecta, en el segundo caso la limpieza es indispensable para proporcionar buen agarre al perno que se instala.

El tratamiento de anclaje puede no ser necesario en una obra hasta que se realiza el de drenaje, ya que las anclas deberán soportar el "jalón" producido por las fuerzas hidráulicas; éste es un claro ejemplo de que puede, y en su caso, debe existir complemento entre los tratamientos de inyección, anclaje y drenaje.

## BIBLIOGRAFIA

ASSOCIATION FRANCAISE DES TRAVAUX EN SOUTERRAIN (A.F.T.E.S.) Texto provisional de las recomendaciones para una descripción de los macizos rocosos util para el estudio de la estabilidad de obras subterráneas.

Ing. E. TAMEZ Notas sobre aplicaciones de la mecánica de rocas.

J. OROZCO Y OROZCO. Métodos para el diseño de túneles. (Artículo publicado por la Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos en "Túneles carreteros 1984").

J. L. ROSAS. Estudios geológicos previos para la construcción de túneles carreteros. (Artículo publicado por la Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos en "Túneles carreteros 1984").

C.F.E. INSTITUTO DE INVESTIGACIONES ELECTRICAS. Manual de Diseño de obras civiles tomo B.3.5. México 1980.

SECRETARIA DE RECURSOS HIDRAULICOS. Instrucciones sobre las operaciones de Inyectado. México 1963.

CARLOS LESSER JONES. Tratamiento de la cimentación de una cortina de presa de almacenamiento por medio de inyecciones. México 1963.

SECRETARIA DE RECURSOS HIDRAULICOS. Estudio de mezclas de inyectado en el laboratorio y algunas de sus aplicaciones. México.

ANDRES MORENO FERNANDEZ. El uso de anclas cortas para la estabilización de masas de roca. México 1964.

STAGG & ZIENKIEWICZ. Rock mechanics in engineering practice. 1979.

CEDERCREN. Seepage, drainage and flow nets.

AMERICAN SOCIETY OF CIVIL ENGINEERS. Rock engineering vol. 1  
y 2. 1976.

ROBERT CRIMMINS. Construction rock work guide.

ABELARDO CRUZ B. Tratamiento de cimentaciones. (Artículo  
publicado por el Colegio de Ingenieros Civiles de Mexico en  
"Construcciones en roca" México 1979).