



**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO**

**FACULTAD DE INGENIERIA**

28  
10

**TRATAMIENTO DE MACIZOS ROCOSOS**

**TESIS PROFESIONAL**

**QUE PARA OBTENER EL TITULO DE  
INGENIERO CIVIL**

**P R E S E N T A :**

**Marco Antonio Rafael Amezcua Sandoval**

**MEXICO, D. F.**

**1984**



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.

## 1.- INTRODUCCION

El tratamiento de un macizo rocoso consiste en el mejoramiento de las propiedades mecánicas e hidráulicas; resistencia, deformabilidad y permeabilidad de una masa de roca. Esto no puede ser llevado a cabo satisfactoriamente si, en principio, no se conoce con certeza el medio a tratar.

Entendiendo el comportamiento del medio podremos inferir su proceder a futuro, proponiendo y adecuando soluciones para que éste se comporte en forma satisfactoria durante la vida útil de la obra.

La principal y determinante característica de un macizo rocoso es su carácter discontinuo, girando en torno de él todas las propiedades del medio. Esta discontinuidad del medio nos determina en qué forma debemos mejorar a la masa de roca.

Es de suma importancia el recordar que la masa de roca, en sí, presenta propiedades mecánicas importantes, las cuales no deben ni pueden ser despreciadas en el momento de la concepción del tratamiento, puesto que esto nos conduciría a soluciones demasiado rígidas y sobradas, con la consecuente erogación de recursos económicos innecesarios.

El tratamiento del medio debe ser entendido como un procedimiento que coadyuve al mejoramiento del mismo, y no como el ún

co elemento que interviene en el proceso, olvidándonos de la masa de roca.

Además, se debe tener una visión clara de la geología estructural de la masa de roca, ya que es ella la que determina la discontinuidad del medio, y, por ende, su comportamiento.

La finalidad de este trabajo es la de dar a conocer la metodología de tratamiento, teniendo una panorámica general de las propiedades y sollicitaciones a las que una masa de roca puede estar sujeta, tanto en excavaciones subterráneas como en excavaciones a cielo abierto, además, se pretende que este trabajo sea el vehículo adecuado para que los estudiantes de mecánica de rocas tengan la facilidad de conocer cada uno de estos métodos con las ventajas que ofrece el que estén presentados en un sólo volumen y en idioma español, ya que, el que la mayoría de la bibliografía existente sobre el tema, esté escrita en otros idiomas, es un obstáculo para los estudiantes que desconocen lenguas ajenas al castellano.

Otro propósito, y tal vez el de mayor importancia, es el haber conjuntado los diferentes métodos de tratamiento, no sólo para dar una visión de conjunto, sino para proponer soluciones específicas que resuelvan de la mejor manera cada caso en particular. Esto, gracias al análisis del sistema propuesto y el medio por tratar.

La metodología empleada para cubrir los objetivos anteriormente citados fue la siguiente:

1.- Especificar los conceptos más relevantes de geología estructural que deben tomarse en cuenta para el estudio del comportamiento mecánico e hidráulico del macizo rocoso, ya que dichos aspectos proporcionan el carácter discontinuo al medio.

2.- Exponer aquellas circunstancias en las cuales el tratamiento se hace necesario.

3.- Recopilación, de los principales tratamientos que en la actualidad son más aceptados dentro de la ingeniería civil, tales como:

- Anclas de fricción y anclas de tensión,
- Concreto armado y concreto lanzado,

- Drenaje,
- Inyección,
- Marcos,
- Mallas,
- Modificación de geometría.

4.- Proponer la aplicación del tensor de permeabilidad a la problemática del drenaje e inyección del medio como la solución más adecuada para el mejoramiento de la masa de roca en tratamiento.

5.- Como ayuda de diseño para el tratamiento a base de anclas, concreto, marcos, mallas y combinaciones de dos de los anteriores, se realizó un programa de computación, en lenguaje FORTRAN 77, por medio del cual se visualiza la interacción del sistema de soporte y el macizo rocoso.

Antes de pensar en utilizar este programa es de suma importancia conocer a profundidad las hipótesis y suposiciones que tienen cabida en su realización. Esto debido a que, sin el pleno entendimiento de cada una de ellas, el programa podrá ser interpretado inadecuadamente, además de caer en el error de creer que los resultados obtenidos son los únicos viables para la solución del problema en cuestión.

Al conocer cada uno de estos tratamientos el lector podrá percatarse que ninguno de ellos resuelve exhaustivamente la problemática planteada, sino que en uno u otro aspecto dejan al libre albedrío del diseñador la solución que éste crea más conveniente de aplicar. Por esto, es necesario que se profundice en la investigación de éstas y nuevas alternativas de solución.

## 2.- ASPECTOS GENERALES DE GEOLOGIA ESTRUCTURAL Y SU RELACION CON EL COMPORTAMIENTO MECANICO E HIDRAULICO DE LAS MASAS DE ROCA.

### 2.1 LAS MASAS DE ROCA Y SUS ESTRUCTURAS GEOLOGICAS MAS IMPORTANTES.

#### 2.1.1 INTRODUCCION.

Se conoce como masa de roca a la roca in situ que ha sido surcada por sistemas de fallas estructurales, tales como juntas, fallas, planos de discontinuidad, etc. Estos hacen que su comportamiento mecánico e hidráulico difiera sustancialmente del presentado por la matriz rocosa. Esto se observa claramente en la figura 2.1, en donde queda bien definido lo que es una roca intacta y una masa de roca, siendo el comportamiento de la primera determinado por la matriz rocosa y el de la segunda por la serie de accidentes geológicos presentes en ella.

Dependiendo de la naturaleza de la roca y de sus estructuras geológicas, la diferencia en comportamiento entre la masa de roca y la matriz rocosa puede ser grande o comparativamente pequeña, figura 2.2. En la mayoría de los casos, esta diferencia es sustancial, y las propiedades de la matriz rocosa tienen una influencia secundaria en el comportamiento de la masa de roca.

Para tener una mejor visión de lo anterior es conveniente re-

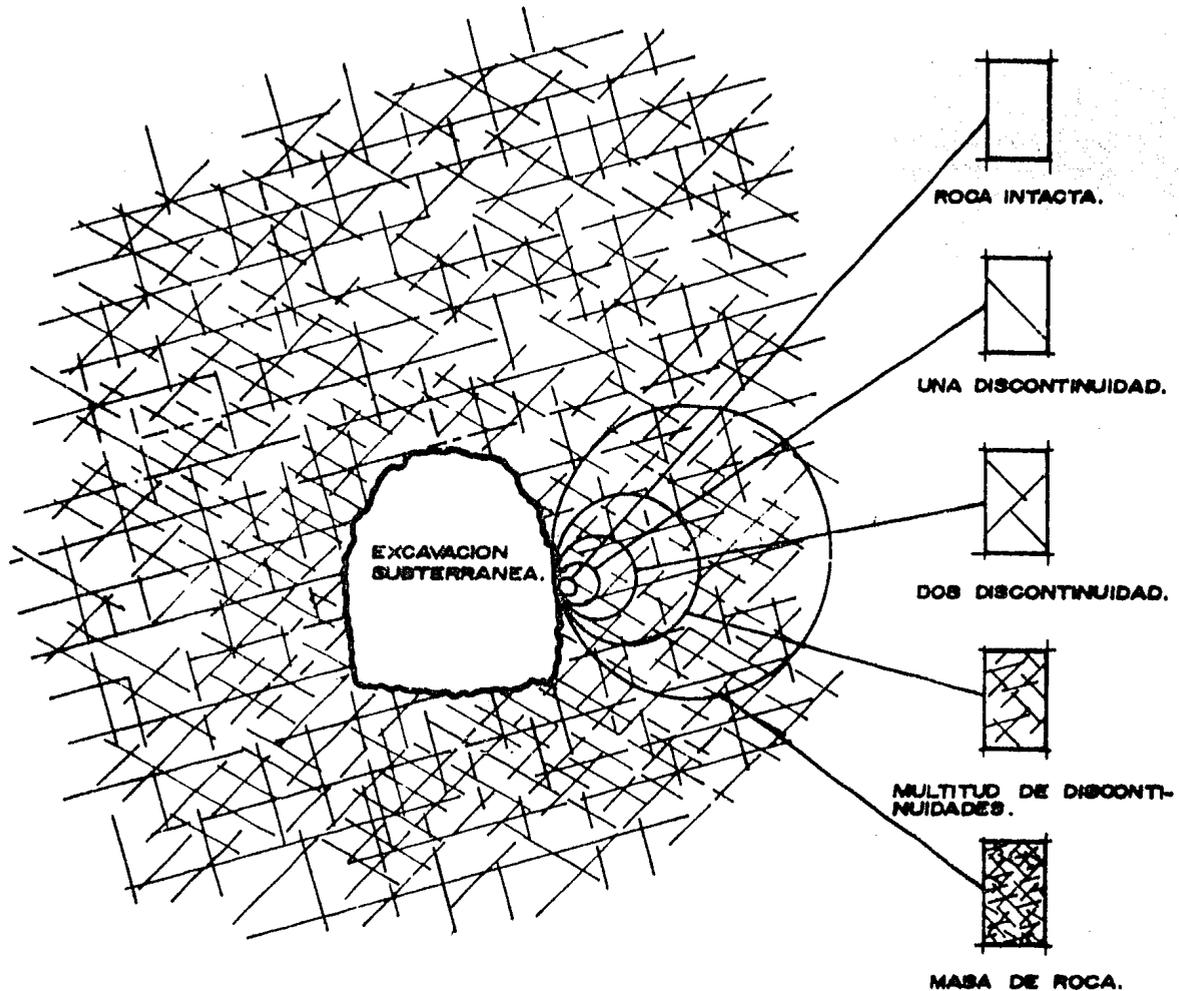


FIGURA 2.1 DIAGRAMA IDEALIZADO EN EL QUE SE MUESTRA LA TRANSICIÓN DE UNA ROCA INTACTA A UNA MASA DE ROCA SUMAMENTE FISURADA CON EL INCREMENTO EN EL TAMAÑO DE LA MUESTRA.

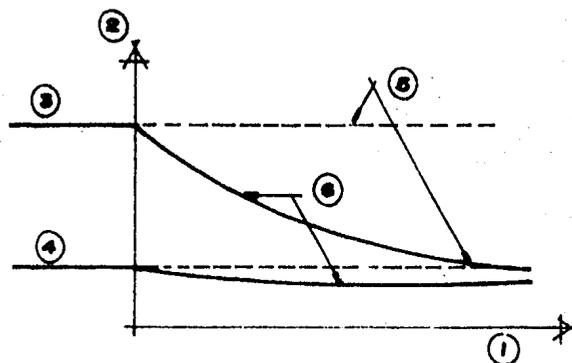


FIGURA 2.2 RESISTENCIA DE LA MATRIZ ROCOSA Y DE LA MASA DE ROCA

- 1.- FACTORES QUE REDUCEN LA RESISTENCIA DE LA MASA DE LA ROCA  
(GRADO DE JUNTEAMIENTO, GRADO DE CONTINUIDAD DE LA JUNTA, ETC.)
- 2.- RESISTENCIA.
- 3.- ROCA POTENTE.
- 4.- ROCA DÉBIL.
- 5.- RESISTENCIA DE LA MATRIZ ROCOSA.
- 6.- RESISTENCIA DE LA MASA DE ROCA.

cordar cada uno de estos rasgos estructurales, en vista de lo cual, se hará una breve recapitulación de los más importantes a continuación.

Cualquier rompimiento de una masa de roca se define como una fractura, independientemente de su tamaño. Cuando una serie de fracturas es más o menos continua, y parece formar un conjunto bien definido, las fracturas se conceptúan como un sistema. Si las masas de roca, a cada lado de una fractura, han sufrido un desplazamiento, se dice que es una falla. Estas se originan por esfuerzos de tensión, compresión, cortante o torsión.

Entre las más importantes tenemos: la falla normal, la inversa, la vertical, por cobijadura, horst y graben.

Cuando se encuentran varias fallas muy cerca unas de otras, generalmente paralelas, la zona resultante es llamada zona de esfuerzo cortante o de falla. Si el plano de fractura se abre por la separación de los bloques de roca se dice que es una diacclasa.

Si la fractura no muestra aparentemente ningún desplazamiento, se trata de una junta. El término fisura usualmente se emplea para designar fracturas muy pequeñas.

Los planos de falla y sus diacclasas adyacentes pueden ser -- llenadas, total o parcialmente, por la depositación secundaria de minerales y, en algunos casos, el terreno en ese lugar queda libre de filtraciones, y puede ser tan fuerte, o más, que las zonas no fracturadas. En otras ocasiones, las aguas mineralizantes no sólo producen depósitos en las fracturas sino que, por procesos metasomáticos, alteran a la roca con la que tienen contacto. Por solución se pueden formar grandes cavernas en calizas, produciendo notables debilitamientos en la roca. Además, las fallas cambian las propiedades geotécnicas de la masa de roca, disminuyendo su resistencia, modificando las condiciones de permeabilidad, poniendo en contacto formaciones litológicas distintas, y activando, en la mayoría de los casos, la erosión diferencial.

Los plegamientos son arcos pronunciados en una capa de roca, o sea, son deformaciones en forma ondulada que sufren las rocas,



FOTO 2.1. Falla margosa del cretácico. (ref. 22)



FOTO 2.2. Acantilado en la costa de Botany Bay, G.B. (ref. 22)



FOTO 2.3. Una forma característica producida por alteración selectiva un tifone en Arzachina, Cerdeña. (ref. 22)

debido a esfuerzos intesos. Definiéndose aquí que la competencia de una roca es la capacidad para transmitir un esfuerzo sin deformarse.

Entre los principales tipos de pliegues se tienen los siguientes: los sinclinales, los anticlinales, las terrazas estructurales, los domos, los pliegues recostados, etc. Debiéndose la génesis de los mismos a siete causas principales: acomodo por peso, compresión diferencial, compresión por fuerzas tangenciales, por fallas, por intrusiones ígneas, intrusiones salinas, y por disolución.

La importancia que para la ingeniería civil tienen los plegamientos, reside principalmente en que las deformaciones provocan que los planos de estratificación presenten echados fuertes, y a que las rocas sean debilitadas por fracturamiento intenso cerca de los ejes, creando condiciones desfavorables al realizar cortes, túneles o excavaciones, así como en los sitios para presas, cuando por sus efectos aumenta la permeabilidad en las rocas.

### 2.1.2 EXPLORACION GEOLOGICA Y DESCRIPCION DE LA MASA DE ROCA.

El primer paso en la determinación del comportamiento de la masa de roca es una exploración geológica basada en la petrografía, la secuencia estratigráfica y los rasgos estructurales, -- morfológicos o topográficos, tectónicos y geohidrológicos, bajo una serie de condiciones dadas.

Una investigación de este tipo ayuda a la realización de una estimación cualitativa de la respuesta probable de la masa de roca bajo los cambios en carga y geometría.

La descripción petrográfica de la roca permite una estimación de sus características de sanidad, ablandamiento y, si hay alteración, qué tan avanzada se presenta, así como si existe microfisuramiento, y en qué grado pueden influir estos aspectos en el comportamiento de una masa de roca.

El conocimiento de la secuencia estratigráfica, por su parte, permitirá establecer la posición que guardan las distintas unidades litológicas presentes, ubicándolas en el tiempo y en el

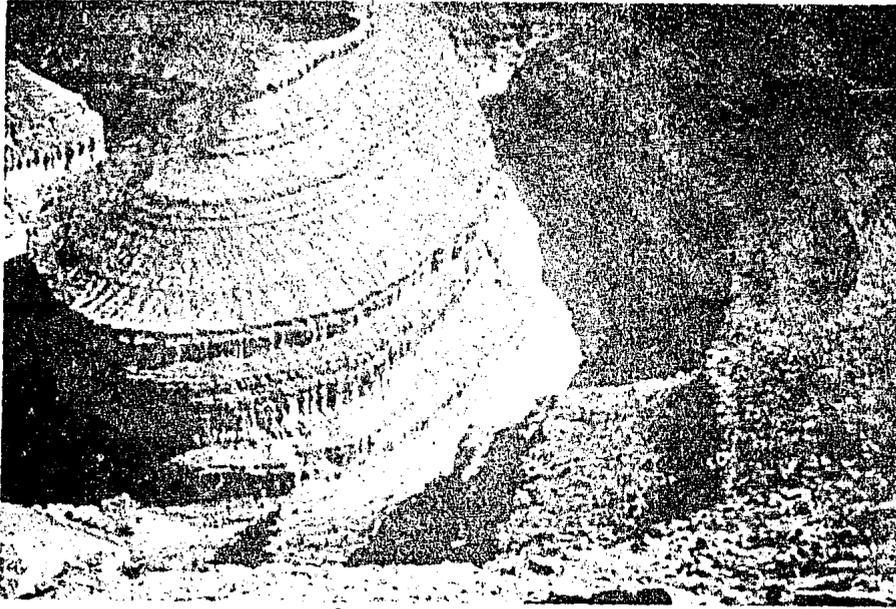


FOTO 2.4 Hermoso ejemplo de un meándro encajado, en el que el cuello ha quedado reducido a una

especie de diafragma muy delgado, Río San Juan, Utah, USA. (ref. 22)



FOTO 2.5 Estratos de roca con notable plegamiento, con señales de fractura y laminación (ref. 22)

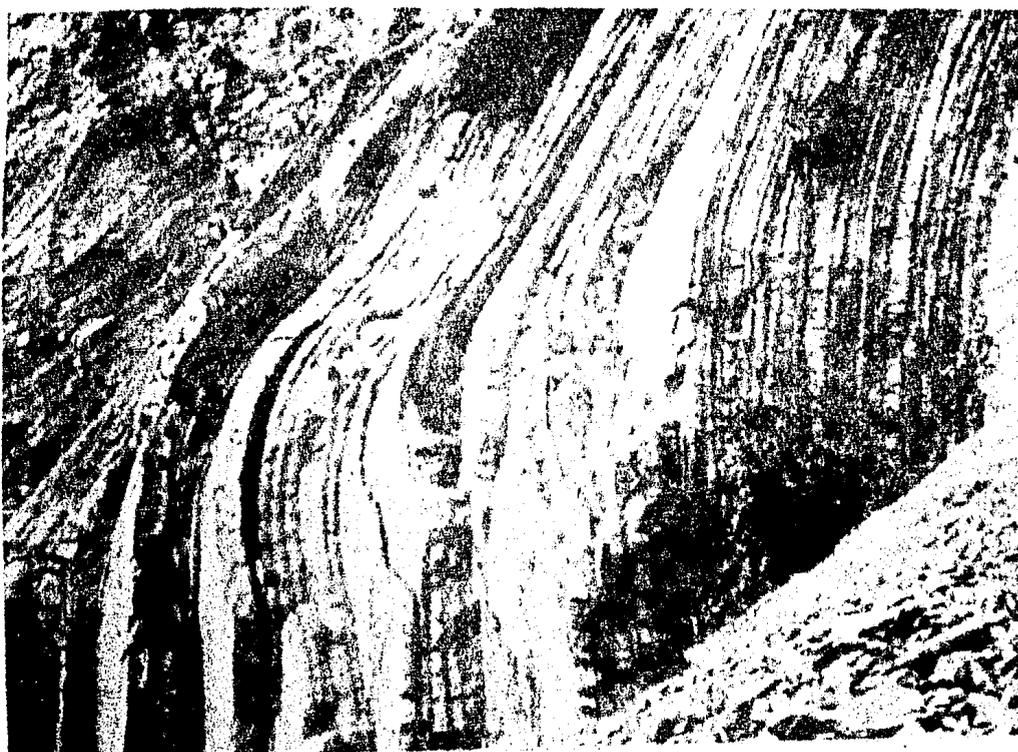
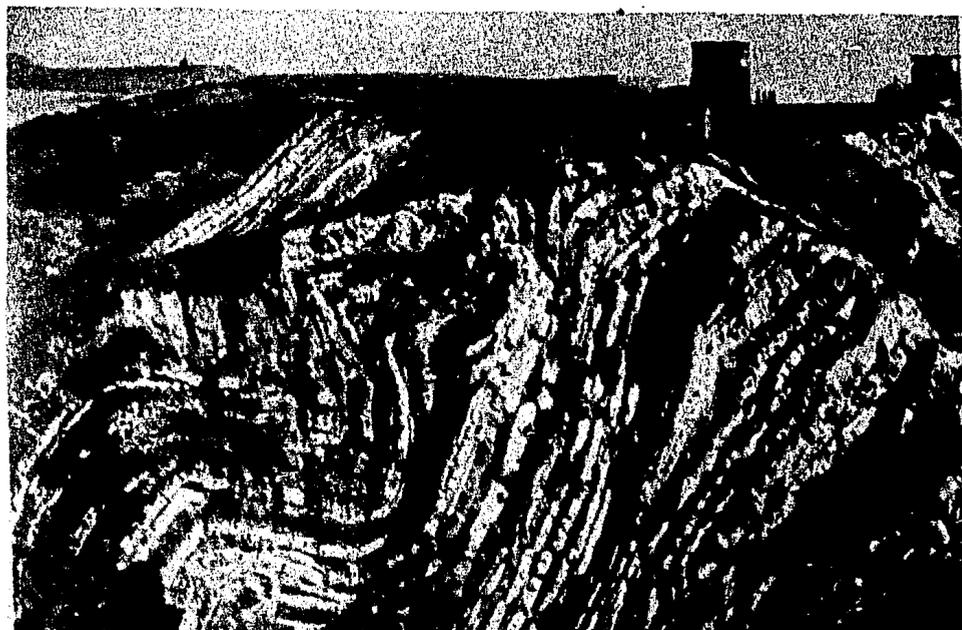


FOTO 2.6 Plegamiento de rocas finamente estratificadas en La Spezia, Italia. (ref. 22)

FOTO 2.7 Pliegue completo en calizas del Portlandiense. (ref. 22)



espacio. Definiendo la relación que guardan las rocas competentes con las no competentes y dándonos información de la probabilidad de ocurrencia de aglomerantes indeseables; por ejemplo: sulfato de calcio, anhidrita, pirita, clorita, etc.; agua agresiva; fenómeno kárstico, etc.

Se puede afirmar que no existe roca, por sana que sea, que no esté afectada por accidentes estructurales, tales como: fracturas, diaclasas o sistemas conjugados de diaclasas, fallas, -- por los mismos planos de estratificación en el caso de rocas sedimentarias, planos de fluidez en el caso de rocas ígneas, foliación si son metamórficas, etc. Estos rasgos estructurales -- pueden estar dispuestos en sistemas, formando grupos de juntas, o bien, no obedecer a ningún patrón estructural establecido, influyendo de manera definitiva en el comportamiento mecánico y grado de permeabilidad de la masa de roca, siendo muy importante el conocer su rumbo y echado, así como su frecuencia; puesto que tratándose de una roca in situ, tienen un importante efecto anisotrópico sobre las propiedades de la misma.

La historia geológica de un macizo rocoso está relacionada con los diferentes estados de presiones a que ha estado sometida la roca desde su formación, incluyendo los procesos diagenéticos cuando se trata de rocas sedimentarias. La exploración de la situación tectónica revela la distribución de las zonas sanas y fragmentadas de la roca, localización de plegamientos y fallas, naturaleza y grado de agrietamiento, movimientos y esfuerzos probables, etc.

En obras subterráneas profundas, donde las rocas de cualquier tipo están sometidas a fuertes presiones, se presentan fenómenos de decompresión cuya magnitud debe ser predecible. Tal es el caso de las lajas explosivas en rocas sanas, debidas a plegamientos tectónicos.

Puesto que el agua presente en un macizo rocoso en general se encuentra a presión y la misma puede aumentar con la profundidad, y afectar su comportamiento, se deberán definir las condiciones geohidrológicas que contribuyen al conocimiento del grado de saturación de la roca, dependiente de la porosidad y

permeabilidad. Este estudio se basará en la estratigrafía y tectónica del lugar. Conociendo la naturaleza de las unidades litológicas existentes y sus características estructurales se indicará si la circulación del agua será a lo largo de fallas, fracturas o diaclasas; es decir, si las rocas a través de las cuales se presenta el flujo de agua son permeables en grande, o permeables en pequeño, y si además existen cuerpos de roca que actúen como umbrales impermeables que separen unos mantos acuíferos de otros, o si se trata de un acuífero libre de espesor considerable. Además de contar con datos referentes a las temperaturas existentes y a la probable presencia de gases.

Los datos geológicos, así obtenidos, deberán ser presentados en forma adecuada, para que sean fácilmente entendidos e interpretados. La estereografía o la proyección de igual área son muy bienvenidos para la representación de juntas, planos, polos, secuencia estratigráfica, etc., por lo que son comunmente utilizadas.

### 2.1.3 FACTORES QUE INFLUYEN EN EL COMPORTAMIENTO DE LA MASA DE ROCA.

La masa de roca es, en sí, un complejo sistema constituido por la matriz rocosa, discontinuidades y, a menudo, también agua. La influencia de estos elementos en el comportamiento de la masa es variable y depende, sobre todo, de ellos, así como de la naturaleza de la construcción; la variabilidad en el comportamiento es causado por la compleja interacción de estos factores, a los cuales se pueden añadir las condiciones de esfuerzos iniciales y el tiempo.

a) La influencia que la matriz policristalina y sus propiedades mecánicas tienen en el comportamiento de la masa de roca depende esencialmente del grado y naturaleza del junteamiento en ella; sólo en casos excepcionales, en donde el espaciamiento de las discontinuidades es muy grande, la masa de roca puede ser considerada cuasi-monolítica. En este caso, las propiedades de la matriz rocosa determinan el comportamiento de la masa.

Por lo que, se puede decir que, a mayor grado de junteamiento,

la resistencia decrece, en tanto que, la permeabilidad y la deformabilidad de la masa rocosa aumentan.

La diferencia entre la resistencia de la matriz y la de la masa de roca, efecto escala en la resistencia, se acentúa conforme aumenta la resistencia de la matriz cristalina. (fig. 2.2)

b) Dado que la influencia de la estructura de las juntas es de suma importancia, los parámetros que deben incluirse en su estudio son los siguientes: localización, orientación, espaciamiento, grado de continuidad, abertura, material de relleno, y rugosidad de la superficie.

El grado de continuidad y el espaciamiento de la junta dan una idea de la movilidad parcial de la masa de roca, y, por consiguiente, de su comportamiento en cuanto a resistencia y deformación. (fig. 2.3)

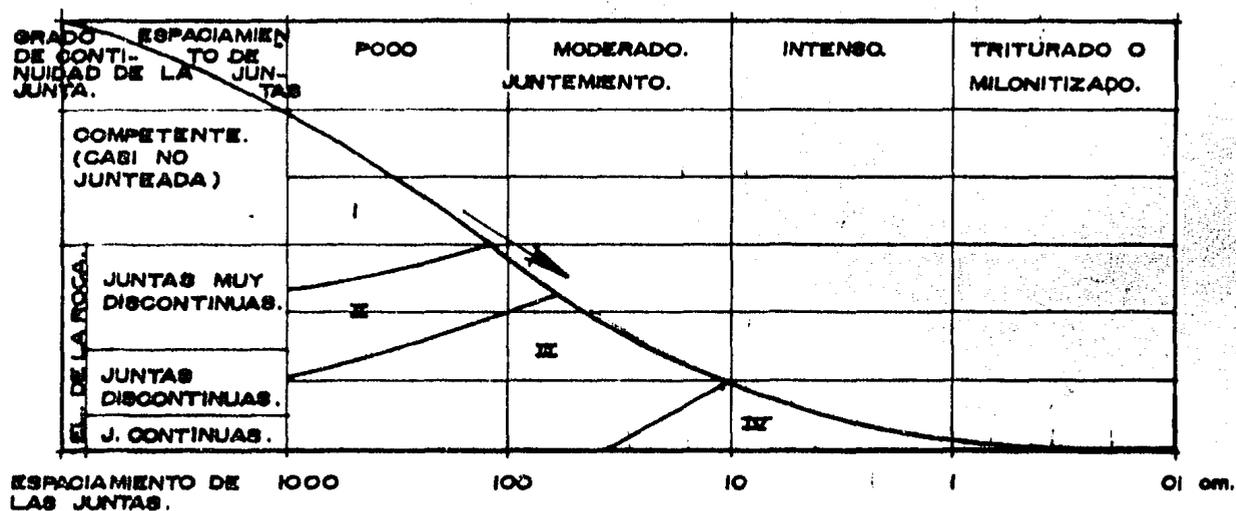
La rugosidad de la superficie de la junta y la naturaleza -- del material de relleno determinan la resistencia friccionante a lo largo de las juntas, que influye en la resistencia del macizo rocoso; dependiendo de la naturaleza de la construcción, algunos de estos parámetros podrán tener una influencia mayor que otros. Es aún imposible determinar cuantitativamente la influencia de la estructura de las juntas; por tal motivo, excepción hecha para algunos casos simples, esta influencia es considerada en base a la experiencia y juicio del ingeniero.

c) El agua tiene los siguientes efectos en la masa de roca:

- La presión de poro en la matriz cristalina decrementa su resistencia.

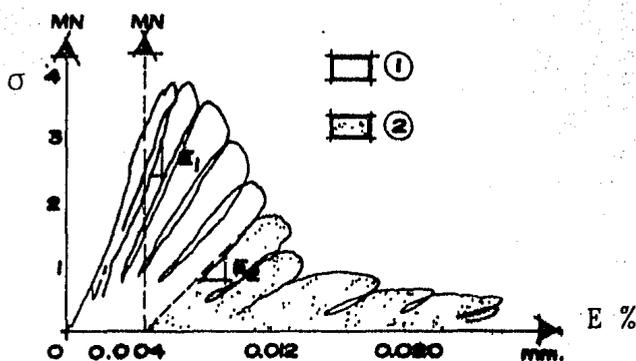
- La presión de poro en el relleno de las juntas, el cual está normalmente constituido por material de cieno, arena y en algunos casos por arcilla puede, en ciertas ocasiones, dar lugar a plastificación de este material, conduciendo a una disminución de la fricción a lo largo de las juntas y, así, al decremento en resistencia de la masa de roca. Durante carga dinámica (por ejemplo voladuras, sismos, etc.) este decremento podría ser instantáneo y substancial.

- El agua libre en las fracturas que, cuando está bajo presión, también provoca una reducción en la resistencia friccionante a



- I CUASIMOLITICA.
- II ROCA JUNTEADA.
- III ROCA AGRIETADA.
- IV ROCA FRACTURADA.

FIGURA 2.3 MOBILIDAD PARCIAL DE LA MASA DE ROCA EN RELACION AL ESPACIAMIENTO DE LAS JUNTAS Y GRADO DE SEPARACION.



- 1- MATRIZ ROCOSA.
- 2- MASA DE ROCA.

FIGURA 2.4 CURVAS DE ESFUERZO-DEFORMACION DE UNA MUESTRA DE ROCA BAJO CICLOS DE CARGA AXIAL.

lo largo de las mismas y, consecuentemente, en la resistencia de la masa de roca. Esto último se debe a la disminución de los esfuerzos normales que actúan en la superficie de la discontinuidad.

El grado de continuidad de la junta juega aquí un papel muy importante, para valores pequeños de éste, su influencia no es significativa; en cambio, para valores altos del mismo, la presión en el agua disminuye, de modo significativo, la resistencia de la masa de roca, debido a que la fricción a lo largo de las juntas es un componente preponderante de la resistencia de la misma.

d) El estado de esfuerzos en la masa de roca, antes de la construcción de la estructura, tendrá, en la mayoría de los casos, una influencia decisiva en la respuesta del macizo al cambio de geometría y esfuerzo.

Como el junteamiento en las masas de roca es producto del fracturamiento de la roca sólida debido al proceso tectónico, es necesario conocer los estados iniciales de esfuerzo y deformación de la roca; su respuesta a las futuras cargas y descargas durante la construcción depende de estos estados, más aún, las relaciones entre esfuerzos principales influyen fuertemente en la resistencia de las masas de roca.

e) En contraste con los trabajos de la ingeniería minera, la mayoría de las construcciones de ingeniería civil deberán permanecer por un largo período de tiempo; así, la influencia del tiempo en la masa de roca se hace relevante en este tipo de construcciones.

Numerosos estudios han conducido a investigaciones relativas a la dependencia, con respecto al tiempo, del comportamiento de la matriz rocosa, y se han sugerido innumerables leyes de flujo plástico que, desgraciadamente, no han recibido la atención debida. Así mismo, en la práctica de la ingeniería civil, sólo se llevan a cabo las mediciones de las deformaciones y esfuerzos en, y alrededor, de las estructuras, con el objeto de controlar el comportamiento del sistema.

## 2.2 PROPIEDADES MECANICAS E HIDRAULICAS DE LAS ROCAS

La relación entre las causas y los efectos en cualquier material está regida, fundamentalmente, por sus propiedades mecánicas; en lo que concierne a las propiedades mecánicas de la roca, éstas son condicionadas por los minerales que la conforman, la secuencia estratigráfica de la roca in situ, las discontinuidades, y por la metodología de muestreo.

Las propiedades mecánicas de la roca son: dureza, durabilidad, deformabilidad, elasticidad, viscosidad, resistencia, y permeabilidad al agua.

### 2.2.1 DUREZA

La dureza es utilizada en la mecánica de rocas como criterio de resistencia; Price, basándose en resultados experimentales, demostró que la resistencia de la roca crece en forma significativa al aumentar el contenido de cuarzo.

Mohs, propuso una tabla de dureza de minerales, los cuales están ordenados, de acuerdo con su dureza, en sentido creciente.

### 2.2.2 DURABILIDAD

La durabilidad de las rocas es de fundamental importancia en la mecánica de rocas, los cambios en las propiedades de las rocas son producidos por exfoliación, hidratación, deleznamiento, solución, oxidación, abrasión y otros procesos. Algunas lutitas, margas y rocas volcánicas se deterioran radicalmente al exponerlas al medio ambiente; afortunadamente, tales cambios ocurren en forma impredecible a través del cuerpo de la roca, y sólo la superficie inmediata se degrada en poco tiempo.

### 2.2.3 DEFORMABILIDAD, ELASTICIDAD, PLASTICIDAD Y VISCOSIDAD.

La deformabilidad de una roca representa su capacidad para cambiar su forma y/o volumen bajo la aplicación de cargas, o en respuesta a las descargas producidas por las excavaciones.

Las deformaciones producidas por las rocas, aún en el caso de que sean muy pequeñas, son de suma importancia, ya que, inde

pendientemente de que produzcan, o no, la falla, inducen esfuerzos adicionales, que pueden alcanzar magnitudes considerables en las estructuras.

Para cuantificar la deformabilidad de las rocas se utilizan dos procedimientos: el de cargas estáticas (compresión simple y pruebas triaxiales), y el de cargas dinámicas.

En pruebas de carga estática, se ha observado que la deformabilidad de las rocas depende del nivel de esfuerzos aplicado; obteniéndose diferentes curvas esfuerzo-deformación. De cada curva se puede obtener el módulo de deformación  $E$ ; para determinarlo, en ocasiones se utiliza una recta que pasa por el origen, y corta a la curva en el esfuerzo correspondiente al 50 % de la resistencia a la compresión simple  $R_c$ , al que se le llama módulo secante al 50 % de falla; también puede trazarse una tangente al nivel de esfuerzo deseado, y decir que el módulo de deformación es la pendiente de esa recta. Por esto, siempre que se menciona un módulo de deformabilidad se debe especificar la forma en que ha sido obtenido.

Para elegir el módulo de deformabilidad se debe tener en cuenta el problema específico, el tipo de esfuerzos, el nivel de esfuerzos y el tiempo.

Debe observarse que el módulo de deformación en un proceso continuo de carga y descarga, en un material rocoso, puede variar, decreciendo en la mayoría de los casos. (fig. 2.4)

Se puede conocer el módulo de deformabilidad bajo carga dinámica estudiando la propagación de ondas a través del espécimen, con lo que se puede obtener la celeridad de la onda a través de la probeta.

La relación entre el  $E$  estático y el  $E$  dinámico depende del tipo de roca, tendiendo a uno cuando la roca es muy sana, compacta y poco fisurada.

No es suficiente caracterizar a la deformabilidad en la roca sólo por sus parámetros elásticos, debido a que para un gran número de rocas éstos no son constantes.

La elasticidad de un material es su capacidad para recuperar su forma y tamaño al retirar la carga que produjo una cierta de

formación. Gran cantidad de rocas jóvenes y duras son elásticas cuando se las considera como especímenes en laboratorio; sin embargo, a escala de campo, en donde se puede esperar que la roca contenga fisuras, fracturas, planos de estratificación, contactos litológicos, zonas de roca alterada y arcillas con propiedades plásticas, la mayoría de las rocas no presentan un comportamiento idealmente elástico. La magnitud de la irreversibilidad de la deformación en respuesta a ciclos de carga (fig. 2.4) podrá ser tan importante para el diseño como la pendiente de la curva carga-deformación.

Las deformaciones de los sólidos linealmente elásticos e isotrópicos pueden ser calculadas, como anteriormente se citó, por el conocimiento de los incrementos de esfuerzo si se especifican sólo dos constantes del material, siendo éstas el módulo de Young,  $E$ , y la relación de Poisson,  $\nu$ . Estas cantidades pueden determinarse directamente de pruebas en donde sea conocido el esfuerzo aplicado y sean medidas las deformaciones; por otra parte, donde las deformaciones son aplicadas y los cambios de esfuerzo son medidos, es conveniente utilizar la constante de Lamé y el módulo de cortante, así como las dos constantes elásticas citadas,  $E$  y  $\nu$ .

La relación entre estas constantes es la siguiente:

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \quad \lambda = \frac{E\nu}{(1+\nu)(1-2\nu)}$$

Otra constante que es sumamente útil es el módulo de elasticidad volumétrico, el cual expresa la relación entre la presión hidrostática ( $P$ ) y la deformación volumétrica ( $\Delta V/V$ ). Así,

$$P = \frac{\Delta V}{V} K \quad K = \frac{E}{3(1-2\nu)}$$

siendo la compresibilidad el recíproco de  $K$ .

Desde el momento en que ningún efecto puede ser realmente instantáneo, el tiempo deberá estar implícito en todas las ecuaciones relacionadas con el esfuerzo y la deformación. En algunos casos, las deformaciones en la roca podrán ser calculadas satisfactoriamente, ignorando la influencia del tiempo; sin embargo, algunas veces esto no es posible.

El esfuerzo o desplazamiento puede cambiar con el tiempo cuando las cargas o presiones en la roca cambien debido al flujo de agua, la geometría de la carga o región excavada se modifiquen, exista una variación en las propiedades de deformabilidad de la roca (por ejemplo por intemperización o hidratación), o debido a la lenta respuesta de la roca a las variaciones en esfuerzo o deformación.

Todos, pero sobre todo el último factor, pueden ser ajustados por la superposición apropiada de los incrementos de esfuerzo en una serie de análisis de elasticidad.

A la propiedad de cambiar de forma, sin que se presente la ruptura bajo la acción de un esfuerzo que excede el límite de fluencia del material, se le conoce como plasticidad, es decir, el material tiene la propiedad de deformarse continua y permanentemente.

La plasticidad de un material está caracterizada por la existencia de un punto de cedencia, por encima del cual aparecen deformaciones permanentes. En el estado plástico, las deformaciones permanentes pueden ocurrir sin fractura.

El fenómeno en que la deformación crece a esfuerzo constante se le conoce como flujo plástico o reptación. Las temperaturas elevadas y las presiones altas facilitan el comportamiento plástico de la roca.

Bray (1967) propone un modelo teórico que asume que la construcción de un túnel crea condiciones intolerables de esfuerzo que provocan la falla de la roca, de acuerdo con la teoría de Mohr Coulomb. En este modelo se considera que el estado de esfuerzo en la masa de roca es del tipo hidrostático, o sea,  $k=1$ .

Bray supone que dentro de la zona plástica, la cual se extiende hasta un radio  $R$ , las fracturas son espirales logarítmicas, inclinadas a  $\alpha$  grados con dirección radial. (fig. 2.5)

Este análisis no es apropiado para aquellas rocas en las que el agrietamiento natural consista en lajas paralelas a las paredes y piso del túnel.

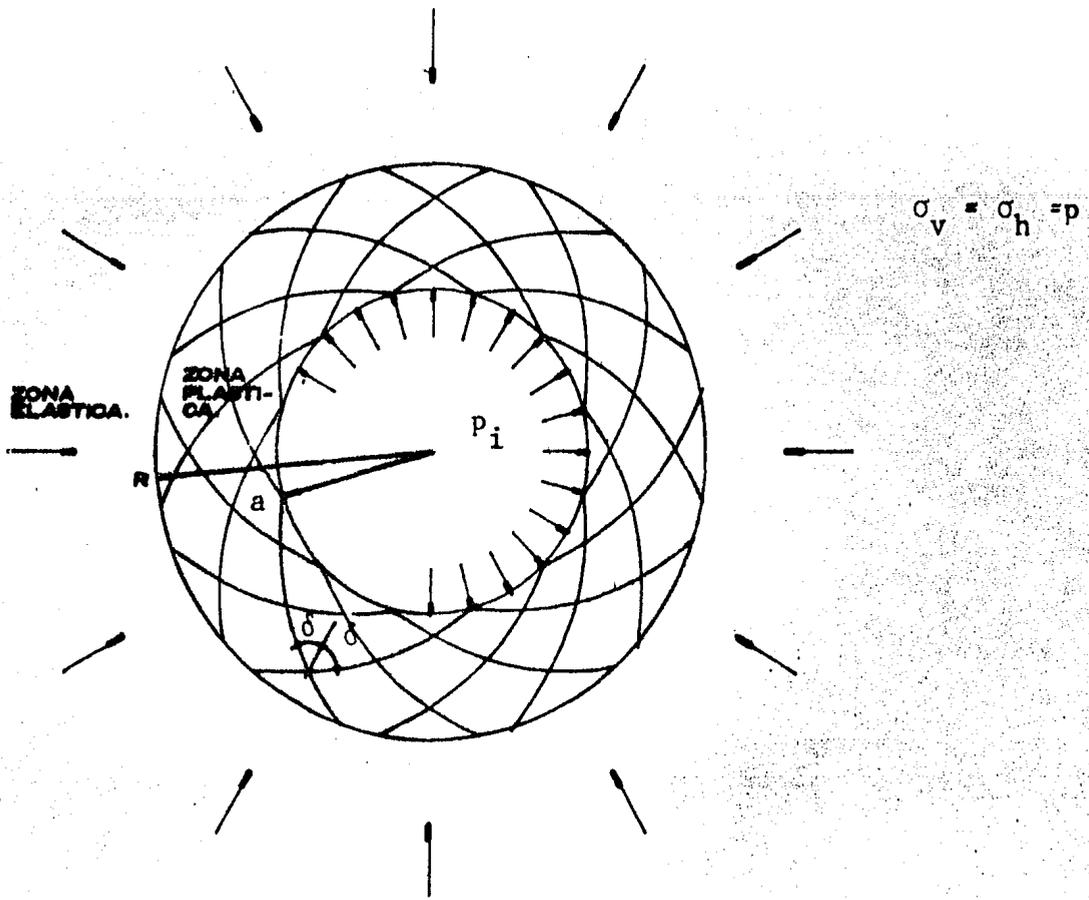


FIGURA 2.5 CONDICIONES ASUMIDAS POR BRAY PARA LA SOLUCION ELAS-TO-PLASTICA.

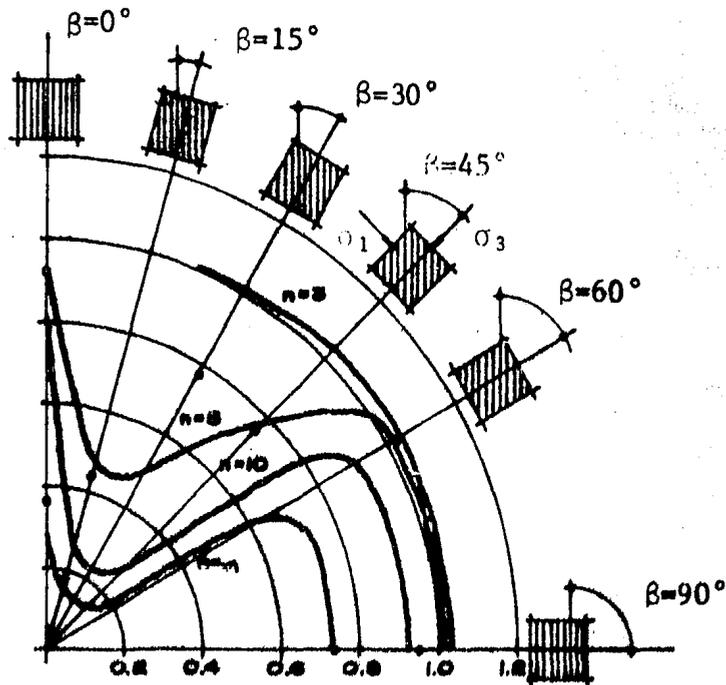


FIGURA 2.6 DISEÑO DE LA RESISTENCIA EN FUNCION DE N Y PARA UNA FAMILIA DE JUNTAS.

## 2.2.4 RESISTENCIA

Resistencia es la capacidad de una roca para soportar la acción de fuerzas externas. En ingeniería es usual dar el valor de resistencia a la carga por unidad de área necesaria para inducir la ruptura.

En la mecánica de rocas aplicada el término resistencia es relativo; es necesario especificar perfectamente el tamaño del espécimen, el tipo, intensidad y duración de la carga, la magnitud de la presión confinante, la temperatura, la presión de poro, el grado de saturación, y el criterio de falla adoptado.

La resistencia de una roca está caracterizada, entre otros factores, por la composición mineralógica, dureza de los minerales, durabilidad de la roca, y grado de fisuración de la misma.

### 2.2.4.1 ANISOTROPIA

Se dice que un material es isotrópico cuando se comporta de la misma manera sea cual fuere la dirección analizada dentro del cuerpo; en cambio, un material es anisotrópico cuando su comportamiento depende de la dirección considerada en el interior del cuerpo.

La anisotropía en rocas puede ser: intrínseca, por fisuración, o inducida en laboratorio durante la prueba.

La anisotropía intrínseca depende de la forma y grado de orientación de los minerales que constituyen la roca; en rocas constituidas por partículas laminares (esquistos, gneiss, pizarra), la anisotropía es mayor que en el caso de rocas formadas por partículas equidimensionales (granito, basalto, tobas).

La anisotropía por fisuración se ha estudiado haciendo variar la dirección de aplicación de los esfuerzos; en pruebas de compresión simple, en las que se ha variado la dirección de aplicación de la carga, desde normal a la dirección preferente de fisuración, hasta paralela a dicha dirección, se ha observado que la sensibilidad de la resistencia, con respecto a la relación de los esfuerzos principales ( $n$ ) y su orientación con respecto a la junta ( $\beta$ ) es decisiva, mostrándose los resultados en la figura 2.6. Valores altos de " $n$ " significan un acercamiento al estado de esfuerzo uniaxial, siendo ésta la condición más desfavorable.

rable de carga.

Esta se presenta en el frecuente fisuramiento de una caverna o cavidad sin soporte. Utilizando anclas y otros métodos de soporte rápido, tal como un revestimiento de concreto lanzado, - decrece la relación de esfuerzos cerca de la excavación, creando una condición de esfuerzo más favorable.

Cuando se varía  $\beta$  entre  $0^\circ$  y  $40^\circ$  (aproximadamente) los planos de foliación no tienen influencia, y la falla se presenta con grietas verticales. Si  $\beta$  varía entre  $40^\circ$  y  $80^\circ$  la falla ocurre a través de los planos de discontinuidad. Entre  $80^\circ$  y  $90^\circ$  la falla se presenta en grietas verticales y por pandeo.

Si ahora se considera un espécimen de roca que contenga dos discontinuidades preexistentes, tal y como se muestra en la figura 2.7.a), la falla del espécimen, asociada con la discontinuidad AB, está definida por las siguientes ecuaciones:

-Resistencia axial del espécimen	$\sigma_1 = \sigma_3 + (m\sigma_c \sigma_3 + s\sigma_c^2)^{1/2}$
-Constantes del material	$m = m_i (1 - A e^{-e^4})$
	$s = 1 - P^{-x^4}$

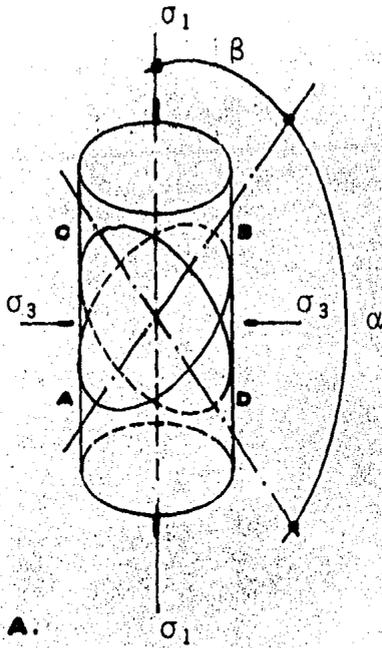
los valores de  $e$  y  $x$  para la discontinuidad AB en el primer y tercer cuadrante son:

$$e = \frac{\beta - E_m}{A_2 - A_3 \beta} \quad x = \frac{\beta - E_s}{P_2 - P_3 \beta}$$

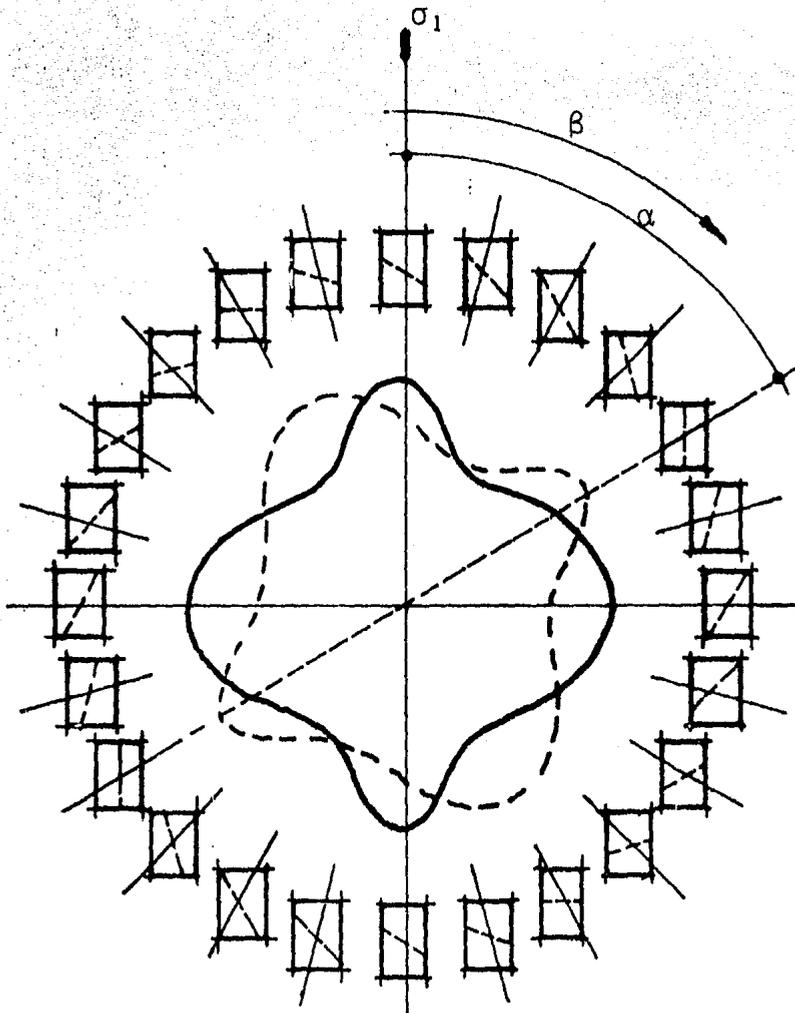
Donde

- $m_i$  = Valor de  $m$  para una roca intacta,
- $E_m$  = Valor de  $\beta$  para el cual  $m$  es mínima,
- $E_s$  = Valor de  $\beta$  para el cual  $s$  es mínima,
- $A_2$ ,  $A_3$ ,  $P_2$  y  $P_3$  son constantes.

En la figura 2.7.b), se presenta en un diagrama polar, la gráfica de la resistencia  $\sigma_1$ , calculada por medio de estas ecua



**FIGURA 2.7 GRAFICAS EN COORDENADAS POLARES DE LA RESISTENCIA AXIAL CONTRA LA INCLINACION DE LA DISCONTINUIDAD PARA UN ESPECIMEN DE ROCA SURCADO POR 2 DISCONTINUIDADES PREEXISTENTES, LAS CUALES ESTAN SEPARADAS POR UN ANGULO**



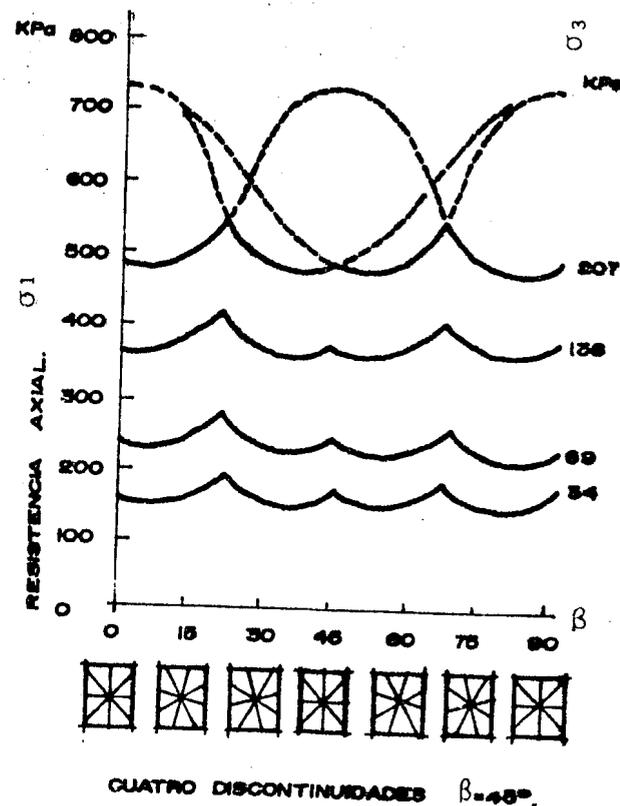
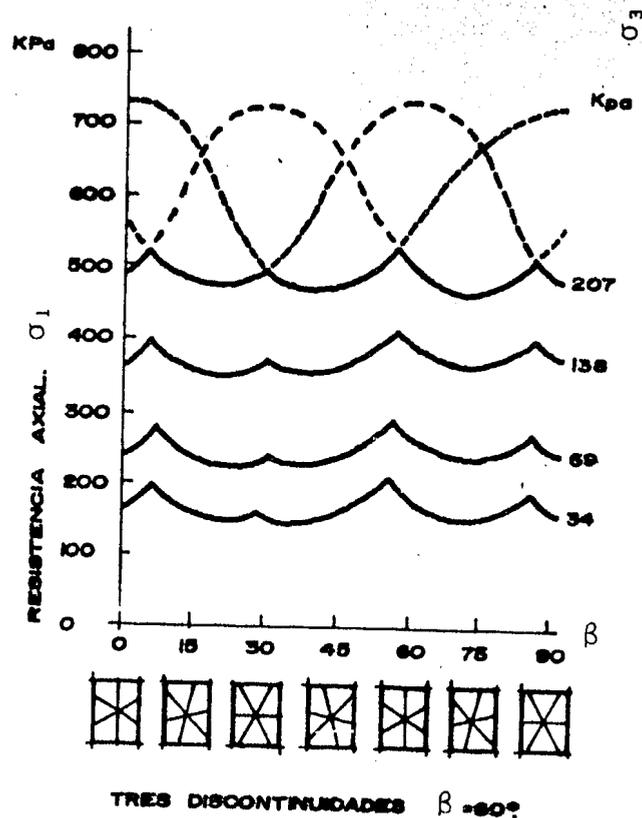
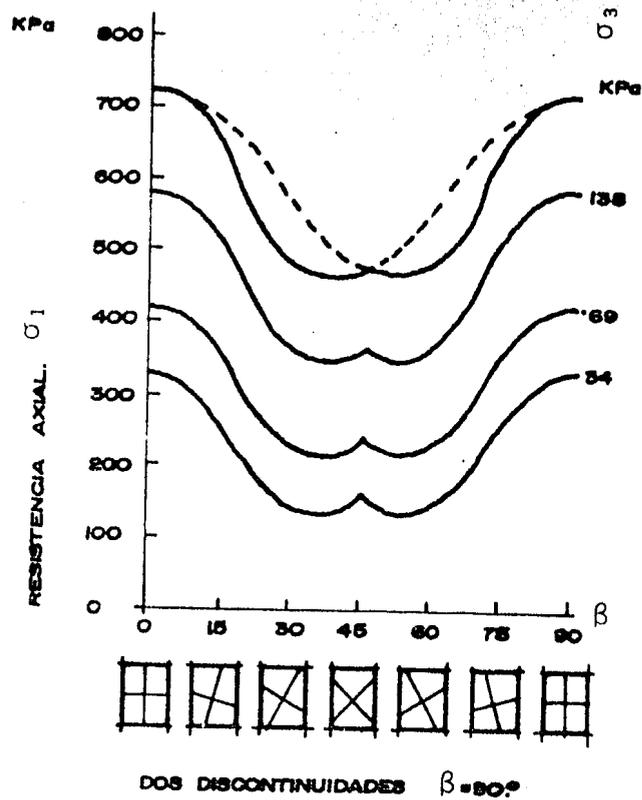


FIGURA 2.8 CURVAS DE RESISTENCIA PARA ESPECIMENES DE ROCA CON MÚLTIPLES DISCONTINUIDADES

ciones contra el ángulo de discontinuidad  $\beta$ .

Bray sugiere que la resistencia de una masa de roca que contenga varias familias de fracturas está dada por la envolvente de menor resistencia de las curvas individuales de resistencia. (fig. 2.8)

Es claro que, cuando el número de discontinuidades en una masa de roca se incrementa el comportamiento generalizado en cuanto a resistencia es más uniforme y tiende a una respuesta isotrópica en términos de su resistencia y deformabilidad. Una sola excepción existirá respecto al comportamiento, cuando una masa de roca fisurada es intersectada por una falla, la cual, siendo más débil que las otras discontinuidades, impone un patrón de comportamiento anisotrópico en la masa de roca.

#### 2.2.4.2 ECUACIONES APROXIMADAS QUE DEFINEN LA RESISTENCIA DE LA ROCA INTACTA Y MASAS DE ROCA SUMAMENTE FISURADAS.

La tabla 2.1 presenta un marco de ecuaciones aproximadas, que definen la relación entre los esfuerzos principales y las envolventes de Mohr para la falla de especímenes de roca intacta y masas de roca sumamente fisuradas.

Las relaciones entre los esfuerzos principales son presentadas en la forma:

$$\sigma_{1n} = \sigma_{3n} + (m\sigma_{3n} + s)^{1/2}$$

donde  $m$  y  $s$  son las constantes del material, definidas anteriormente, y  $\sigma_{1n}$  y  $\sigma_{3n}$  son los esfuerzos principales normalizados  $\sigma_1/\sigma_c$  y  $\sigma_3/\sigma_c$ , siendo  $\sigma_c$  la resistencia a la compresión uniaxial de los trozos de roca intacta en la masa de roca.

#### 2.2.5 PERMEABILIDAD

La permeabilidad de una masa de roca, afectada por numerosas superficies de discontinuidad como diaclasas, juntas, fracturas, etc., se debe preponderantemente a éstas. Por tanto, no se puede cuantificar en forma satisfactoria el valor del coeficiente de permeabilidad del macizo rocoso, con sólo efectuar pruebas de laboratorio sobre núcleos extraídos de sondeos. Es preciso, en

TABLA 2.1 Ecuaciones aproximadas para relaciones de esfuerzo y envolventes de Mohr para roca intacta y masas de roca fisuradas.

	Rocas de carbonato con clivaje cristalino bien desarrollado (dolomita, caliza, mar-mol)			Rocas lacificadas (lutitas de origen marino y residual, limolitas, pizarras)			Rocas clásticas de grano fino (textura arenosa con cristales resistentes y clivaje mal desarrollado) arenisca.			Rocas cristalinas, poliminerálicas, ígneas de grano fino (andesita, riolita, dolerita, diabasa).			Rocas cristalinas, poliminerálicas, metamórficas e ígneas de grano grueso (gabbro, gneiss, granito, norita, etc.)		
$\sigma_{1n} = \sigma_{3n} + \sqrt{m} \sigma_{3n} + s$ $\tau_n = a(\sigma_n + b)^c$ <b>Muestras de roca intacta</b> Especímenes de roca para laboratorio, libre de defectos estructurales. CSIR=100, NGI=500	m=7	s=1.0		m=10	s=1.0		m=15	s=1.0		m=17	s=1.0		m=25	s=1.0	
	a=0.816	b=0.140	c=0.658	a=0.918	b=0.099	c=0.677	a=1.044	b=0.067	c=0.692	a=1.086	b=0.059	c=0.696	a=1.220	b=0.040	c=0.705
<b>Macizos rocosos de excelente calidad</b> Roca sin perturbar, de matriz masiva con juntas inalteradas espaciadas a + 3m. CSIR=85, NGI=100	m=3.5	s=0.1		m=5	s=0.1		m=7.5	s=0.1		m=8.5	s=0.1		m=12.5	s=0.1	
	a=0.651	b=0.028	c=0.679	a=0.739	b=0.020	c=0.692	a=0.848	b=0.013	c=0.702	a=0.883	b=0.012	c=0.705	a=0.998	b=0.008	c=0.712
<b>Masa rososa de buena calidad</b> Roca sana o ligeramente alterada, poco perturbada por juntas espaciadas entre 1 y 3m. CSIR=65, NGI=10	m=0.7	s=0.004		m=1.0	s=0.004		m=1.5	s=0.004		m=1.7	s=0.004		m=2.5	s=0.004	
	a=0.369	b=0.006	c=0.669	a=0.427	b=0.004	c=0.683	a=0.501	b=0.003	c=0.695	a=0.525	b=0.002	c=0.698	a=0.603	b=0.002	c=0.707
<b>Macizo rocoso de mediana calidad</b> Varias familias de discontinuidades, moderadamente intemperizadas, espaciadas entre 0.5 y 1m. CSIR=44, NGI=1	m=0.14	s=0.0001		m=0.20	s=0.0001		m=0.30	s=0.0001		m=0.34	s=0.0001		m=0.50	s=0.0001	
	a=0.198	b=0.0007	c=0.662	a=0.234	b=0.0005	c=0.675	a=0.280	b=0.0003	c=0.688	a=0.295	b=0.0003	c=0.691	a=0.346	b=0.0002	c=0.700
<b>Masa rocosa de mala calidad</b> Numerosas juntas intemperizadas, espaciadas entre 50 y 500mm, con algún material de relleno y/o residuos limpios de roca. CSIR=23, NGI=0.1	m=0.04	s=0.00001		m=0.05	s=0.00001		m=0.08	s=0.00001		m=0.09	s=0.00001		m=0.13	s=0.00001	
	a=0.115	b=0.0002	c=0.646	a=0.129	b=0.0002	c=0.655	a=0.162	b=0.0001	c=0.672	a=0.172	b=0.0001	c=0.676	a=0.203	b=0.0001	c=0.686
<b>Macizo rocoso de muy baja calidad</b> Numerosas juntas fuertemente intemperizadas a menos de 50mm, con material de relleno y/o residuos de roca con finos. CSIR=3, NGI=0.01	m=0.007	s=0		m=0.010	s=0		m=0.015	s=0		m=0.017	s=0		m=0.025	s=0	
	a=0.042	b=0	c=0.534	a=0.050	b=0	c=0.539	a=0.061	b=0	c=0.546	a=0.065	b=0	c=0.548	a=0.078	b=0	c=0.556

CSIR: RMR (Rock Mass Rating) Bienawski (5 parámetros + geología estructural).

NGI: Q (Tunnelling Quality) Barton, Lain, Lunde ( $Q = RQD/J_n \times J_r/J_a \times J_v/SRF$ )

RMR = 9 LogeQ + 44.

tal caso, llevar a cabo pruebas de campo con el fin de estudiar la masa en conjunto.

#### 2.2.5.1 PRUEBA LUGEON.

Es una prueba de inyección de agua a presión en tramos de perforación, que tiene por objeto formarse una idea aproximada de la permeabilidad a escala natural, o sea, la debida a las fisuras de la roca. Se varía la longitud de los tramos inyectados; así como, la presión de inyectado del agua; la llamada unidad Lugeon corresponde a una absorción de un litro de agua por minuto, por metro de sondeo y con una presión de inyección de  $10 \text{ kg/cm}^2$ .

La forma de las curvas gasto-presión, obtenidas por medio de esta prueba, son muy variables; al aumentar la presión de inyección, se puede observar que la variación del gasto no es lineal, salvo en contadas ocasiones. El taponamiento o destaponamiento de las grietas con material de relleno, provoca, a diversas presiones, fenómenos de aumento o disminución de la permeabilidad; esta variación de la permeabilidad a escala natural de la masa debe tomarse en cuenta para valorar la permeabilidad de diseño.

#### 2.2.5.2 PRUEBA LEFRANC-MANDEL.

Se trata de una prueba que tiene por objeto medir con cierta precisión el coeficiente de permeabilidad en un punto de una roca muy fisurada cuando existe un nivel de aguas freáticas que satura al material.

Consiste en inyectar agua en el terreno, situado por debajo del nivel freático, mediante sobrecargas pequeñas, y rigurosamente constantes, de agua. La medida del gasto y de la sobrecarga permite calcular el coeficiente de permeabilidad con una buena aproximación.

Algunos de los problemas planteados por este tipo de prueba son los siguientes:

- La menor heterogeneidad local, situada en la zona afectada por la inyección, influye en la medición,
- Los elementos finos del terreno pueden concentrarse alrededor de la cavidad de inyección y recubrir sus paredes.

### 2.2.5.3 DETERMINACION DE LA PERMEABILIDAD DE MASAS DE ROCA ANISOTROPICAS POR MEDIO DEL MUESTREO INTEGRAL.(ref. 20)

La percolación a través de las masas de roca es de gran importancia práctica no solo considerando las descargas por percolación, notables en las estructuras hidráulicas, sino también en las estructuras o sobre la masa de roca, las cuales ven seriamente amenazada su seguridad.

Debido al importante papel de las fracturas en la permeabilidad de las masas de roca, éstas han sido caracterizadas por medio de pruebas in situ; estas definen a la permeabilidad de la masa de roca por medio de un escalar: el volumen de agua absorbido en la unidad de tiempo por una unidad de longitud del barreno, bajo una unidad de presión, o presión dada. Alternativamente, el resultado de la prueba puede ser expresado en términos de un coeficiente de permeabilidad.

Puesto que la permeabilidad es, entre las propiedades de las masas de roca, la que presenta la mayor anisotropía, la diferencias en magnitud entre los valores extremos de permeabilidad -- son comunes. Las permeabilidades marcadamente anisotrópicas podrán tener condiciones de flujo diferente de acuerdo con el grado de anisotropía.

El método de muestreo integral consiste en obtener una muestra orientada de la masa de roca previamente reforzada por una barra, la cual asegurará la integridad de todo el material muestreado. Un barreno de diámetro  $D$  es taladrado a la profundidad a partir de la cual se desea obtener la muestra integral, posteriormente un orificio con diámetro  $d$  ( $D$  mayor que  $d$ ), coaxial al taladro y con la longitud de la muestra ha obtener, es perforado para acomodar una barra reforzadora cuyo azimut es definido por barras posicionadoras, a través del cual un cementante es introducido con el fin de unir la barra con la masa de roca. Después de que el cementante ha endurecido, el taladro con diámetro  $D$  es reanudado, por las técnicas convencionales, y la muestra integral es obtenida.

Con el fin de cuantificar la contribución de las fracturas a la permeabilidad de una masa de roca, Rocha y Francis asumen que

cada fractura intersectada por un barreno es plana y continua en su plano, que su abertura es constante, y que su relleno tiene las mismas características a través de ella. (fig. 2.10)

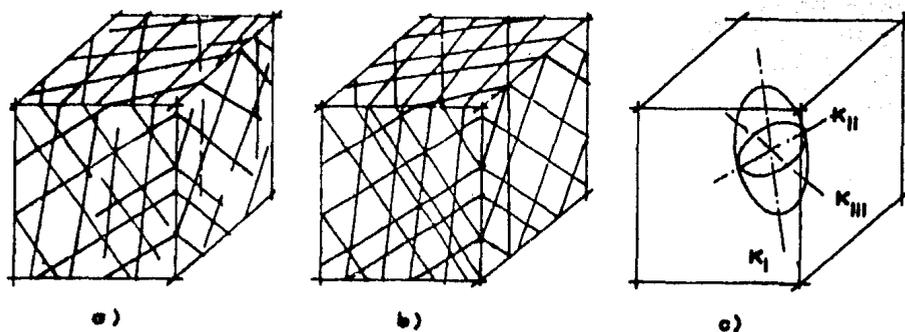


FIGURA 2.10 IDEALIZACION DE LAS ESTRUCTURA GEOLOGICAS .

Considerando un volumen representativo de la masa de roca sujeta a percolación, y teniendo el potencial hidráulico definido como  $\phi$ , se tiene el gradiente hidráulico como  $\bar{J} = -\text{grad } \phi$ . Debido a la anisotropía, el vector velocidad media de percolación es, por lo general, no paralelo al gradiente hidráulico. Caracterizar a la permeabilidad de una masa de roca es definir una relación por medio de la cual la dirección y magnitud de  $\bar{V}$  pueda ser conocida a partir de  $\bar{J}$ . Esta relación está definida por el tensor permeabilidad, esto es:

$$\bar{V} = \|K'\| \bar{J} + \|K''\| \bar{J} + \dots = \|K\| \bar{J} ;$$

es decir, existe un tensor permeabilidad de la masa de roca  $\|K\|$  el cual es un tensor simétrico, dado por:

$$\|K\| = \|K'\| + \|K''\| + \dots ,$$

siendo  $\|K'\|$ ,  $\|K''\|$  los tensores de las diferentes familias de fracturas.

Como cada uno de estos tensores puede ser resuelto mediante los tensores de cada fractura de la familia,

$$\|K\| = \|K_1\| + \|K_2\| + \dots + \|K_i\| + \dots ,$$

donde  $\|K_1\|$ ,  $\|K_2\|$ ,  $\dots$ ,  $\|K_i\|$ ,  $\dots$  son los tensores de cada una de las juntas dentro de una muestra dada de longitud L. Así,  $\|K_i\|$  es igual a:

$$\begin{vmatrix} K_i(\sin^2\lambda_i + \cos^2e_i \cos^2\lambda_i) & -K_i \sin^2e_i \cos\lambda_i \sin\lambda_i & -K_i \sin e_i \cos e_i \cos\lambda_i \\ -K_i \sin^2e_i \cos\lambda_i \sin\lambda_i & K_i(\sin^2e_i \cos^2\lambda_i + \cos^2\lambda_i) & -K_i \sin e_i \cos e_i \sin\lambda_i \\ -K_i \sin e_i \cos e_i \cos\lambda_i & -K_i \sin e_i \cos e_i \sin\lambda_i & K_i \sin^2e_i \end{vmatrix}$$

Donde

$$K_i = \frac{K_{fi} e_i}{L \cos e_i} \quad K_{fi} = C e_i \quad C = \frac{g}{12\nu(1 + 8.8r^{1.5})}$$

Siendo

$g$  = Aceleración de la gravedad,

$r = h/2e$  = Rugosidad relativa de las paredes de la fractura,

$h$  = Rugosidad absoluta,

$e$  = Abertura de la fractura,

$\nu$  = Viscosidad cinemática del fluido,

$e$  y  $\lambda$  se presentan en la figura 2.11

Dado que el tensor de permeabilidad es simétrico, existen sus vectores característicos, es decir, existen tres direcciones mutuamente ortogonales a lo largo de las cuales el gradiente hidráulico  $\bar{J}$  y la resultante de la velocidad media de percolación tienen la misma dirección;  $\bar{V}_I = K_I \bar{J}_I$ ,  $\bar{V}_{II} = K_{II} \bar{J}_{II}$ ,  $\bar{V}_{III} = K_{III} \bar{J}_{III}$ .

Las direcciones de  $\bar{J}_I$ ,  $\bar{J}_{II}$ ,  $\bar{J}_{III}$  son las direcciones principales de permeabilidad, y  $K_I$ ,  $K_{II}$ ,  $K_{III}$  son las componentes, también principales, de la permeabilidad.

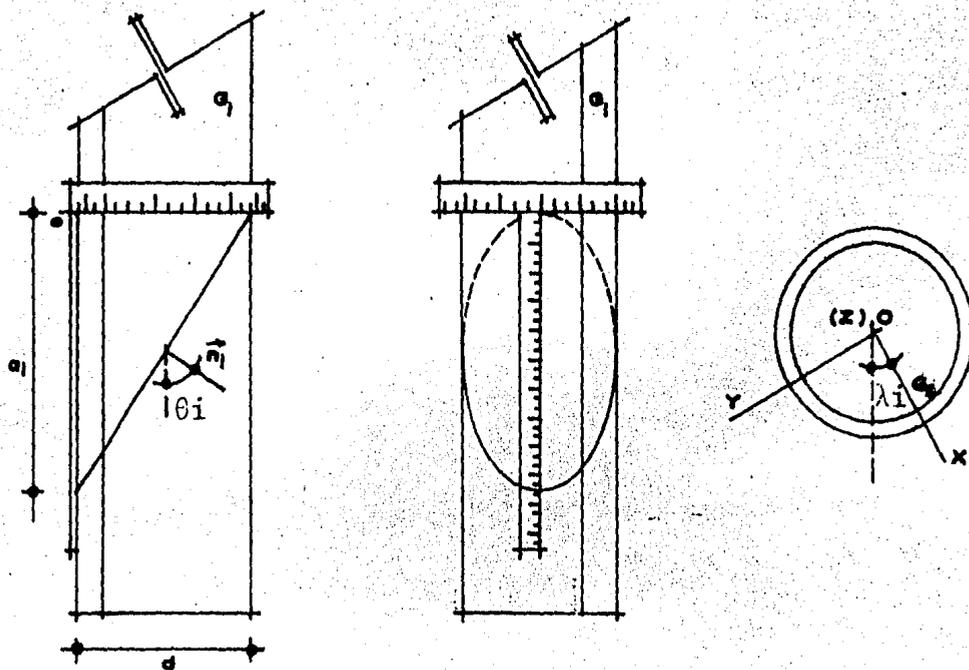


FIGURA 2.11 DETERMINACION DE LA DISPOSICION DE LA FRACTURA A PARTIR DE LOS VALORES MEDIOS DE  $\alpha_i$  Y  $\lambda_i$

### 3.- PROBLEMAS EN LOS QUE SE NECESITA EL TRATAMIENTO.

#### 3.1 ESTABILIDAD.

##### 3.1.1 INTRODUCCION.

El análisis de estabilidad de una masa rocosa consta de tres partes:

a) Obtención de las características geométricas y mecánicas -- del macizo.- Es fundamental efectuar un levantamiento de las -- discontinuidades geológicas presentes en el sitio, y determinar los parámetros de resistencia, ángulo de fricción interna y cohesión, entre los bloques de roca delimitados por planos de discontinuidad como: juntas, fallas, fracturas, planos de sedimentación, etc. Determinar la localización del nivel freático y, en ciertos casos, el estado de esfuerzos tectónicos y la deformabilidad de la masa de roca.

b) Idealización del problema analizado.- Con base en los datos obtenidos durante la etapa de reconocimiento, se elabora una -- idealización cualitativa del comportamiento del macizo bajo el efecto de las cargas externas. Por ejemplo, tratándose de taludes, deben definirse los mecanismos de falla cinemáticamente admisibles, de acuerdo con la configuración geométrica de las discontinuidades geológicas de la masa. En esta etapa del proceso

de análisis también tienen que cuantificarse las solicitaciones; las impuestas por la obra, peso propio, sismo, subpresión, etc.,

c) Análisis cuantitativo de la estabilidad.- Al evaluar la estabilidad de un talud, se utilizará un método de análisis límite, en el que intervienen únicamente los parámetros de resistencia, mientras que, tratándose de una excavación subterránea, es necesario determinar el estado de esfuerzos y deformaciones de las masas de roca involucradas.

### 3.1.2 EXCAVACIONES A CIELO ABIERTO.

#### 3.1.2.1 INTRODUCCION.

A lo largo de las carreteras en terrenos accidentados son necesarios numerosos cortes en roca, sin embargo, los cortes para canales y vías férreas tienden a ser más escarpados y numerosos, debido a las especificaciones de restricción de curvatura. Algunos caídos y movimientos de pequeña magnitud debidos al deslizamiento de la masa de roca son, algunas veces, inevitables a lo largo de las vías de comunicación terrestre debido al alto costo de garantizar la completa seguridad y estabilidad de tantos metros cúbicos de roca. Entre tanto, los cortes en las zonas urbanas serán casi verticales, con el fin de no afectar las colindancias, lo que conduce a instalaciones permanentes de soporte.

Es de suma importancia, en el diseño de minas a cielo abierto, la elección del ángulo para los taludes y el ancho de las bermas, ya que la construcción de taludes muy tendidos incrementa el volumen de excavación, incrementando el costo al grado que puede llegar a ser incosteable la extracción del mineral; sin embargo, la construcción de taludes escarpados tiende a elevar el número de horas muertas y de accidentes, debido al bloqueo de las vías de acceso.

En rocas blandas, tales como margas, rocas hidrotermalmente alteradas y granitos muy alterados, el diseño de los taludes adecuados es una extensión de la teoría aplicada en la mecánica de suelos, puesto que tales materiales tienden a fallar por deslizamiento a través del cuerpo de la roca (falla circular). En contraste, en la mayoría de las rocas potentes y algunas rocas

blandas las discontinuidades preexistentes controlan los movimientos de la roca (fig. 3.1) de tal forma que las fallas en los taludes difieren substancialmente de las fallas presentadas en los suelos. En este último tipo de rocas, se deberá elegir el ángulo de seguridad adecuado para el talud, en lugar de tratar de mantener el factor de seguridad artificialmente, por medio de mecanismos de soporte, ya que cuando la cara de un talud sufre movilización, las fuerzas requeridas para evitar el deslizamiento son enormes, con lo que se encarece el costo del sistema de soporte por lo robusto del mismo.

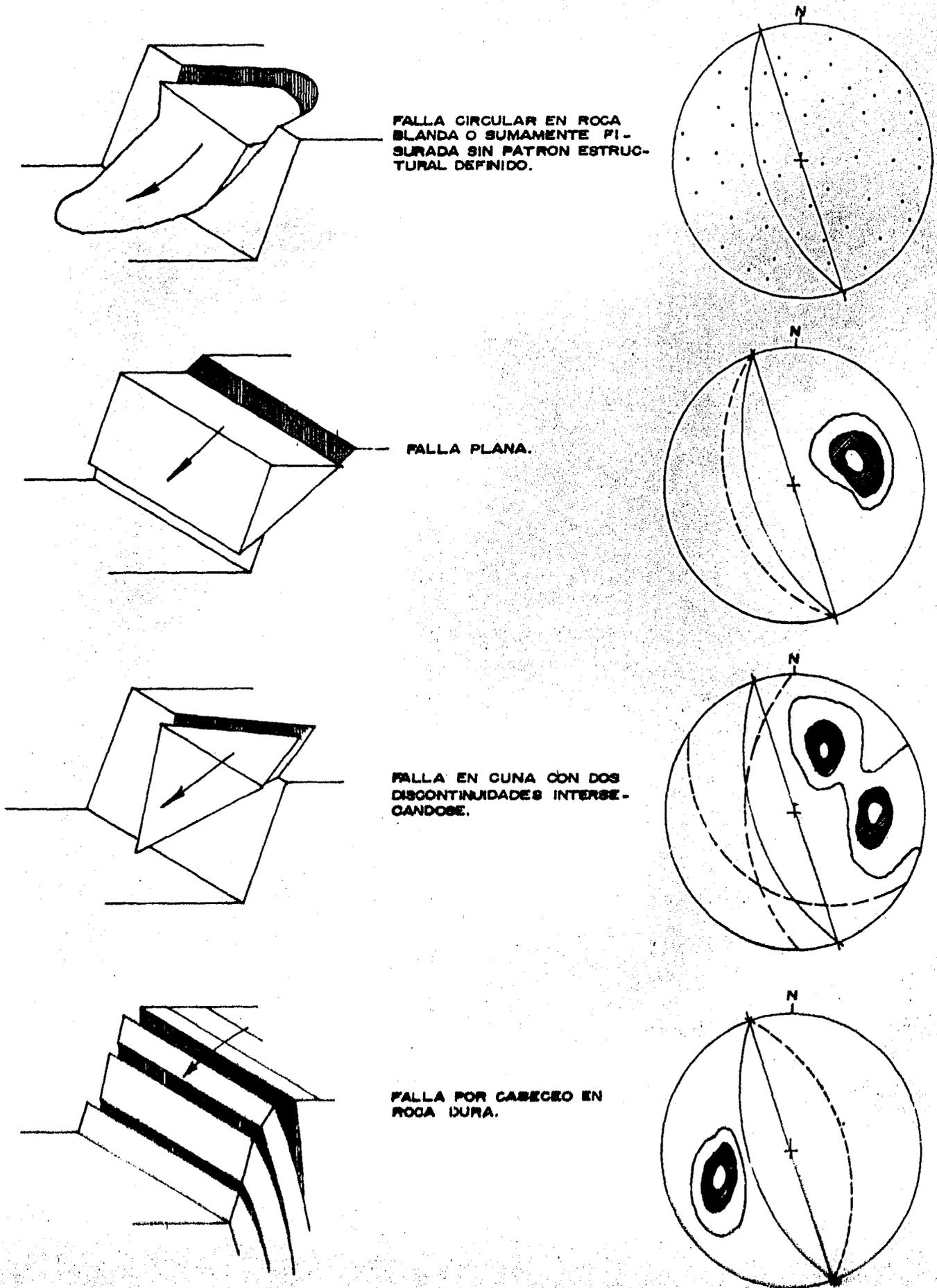
### 3.1.2.2 MODOS DE FALLA DE TALUDES EN ROCA POTENTE.

La roca potente es frecuentemente tan resistente que sólo es posible la falla por gravedad, si las discontinuidades permiten un movimiento sencillo de los bloques. En roca regularmente estratificada o foliada, surcada por juntas, existe un sin número de posibilidades de movimiento del bloque a lo largo de los planos de debilidad, exhibiéndose una gran variedad de modos de comportamiento. Conociendo el modo de falla, es posible calcular su probabilidad de ocurrencia y el factor de seguridad, además de que permite diseñar obras de contención si el riesgo es inaceptable.

Cuando existen multitud de planos de debilidad intersectándose en ángulos oblicuos, los estudios del modelo cinemático pueden ser útiles en la predicción del modo más probable de falla del talud.

En la figura 3.2 se muestra que aunque gran cantidad de taludes son estables en ángulos escarpados y en alturas de varios cientos de metros, muchos taludes tendidos fallan en alturas de sólo decenas de metros. Esta diferencia en estabilidad resulta de la diferencia en inclinación de las discontinuidades sobre las cuales el deslizamiento puede tomar lugar. Esto es ilustrado en la figura 3.3 en donde la altura crítica de un talud vertical, conteniendo un plano de debilidad, es dado, tanto para taludes secos, como para taludes saturados.

FIGURA 3.1 PRINCIPALES MODOS DE FALLA DE TALUDES EN ROCA.



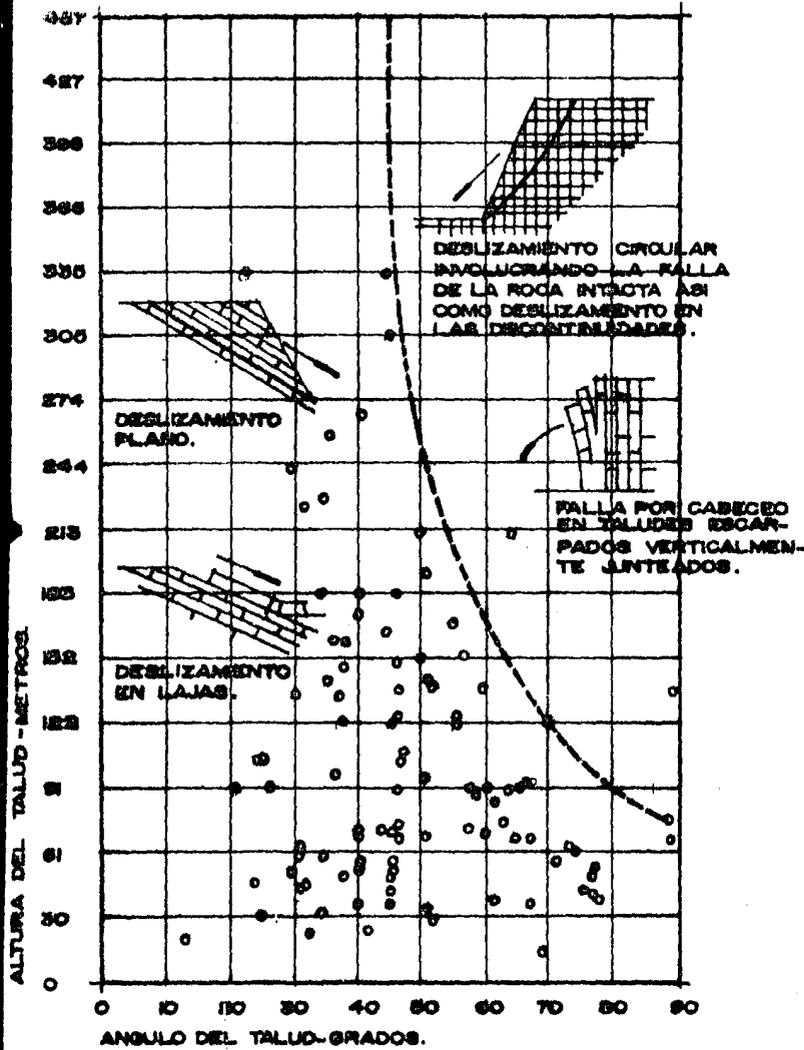
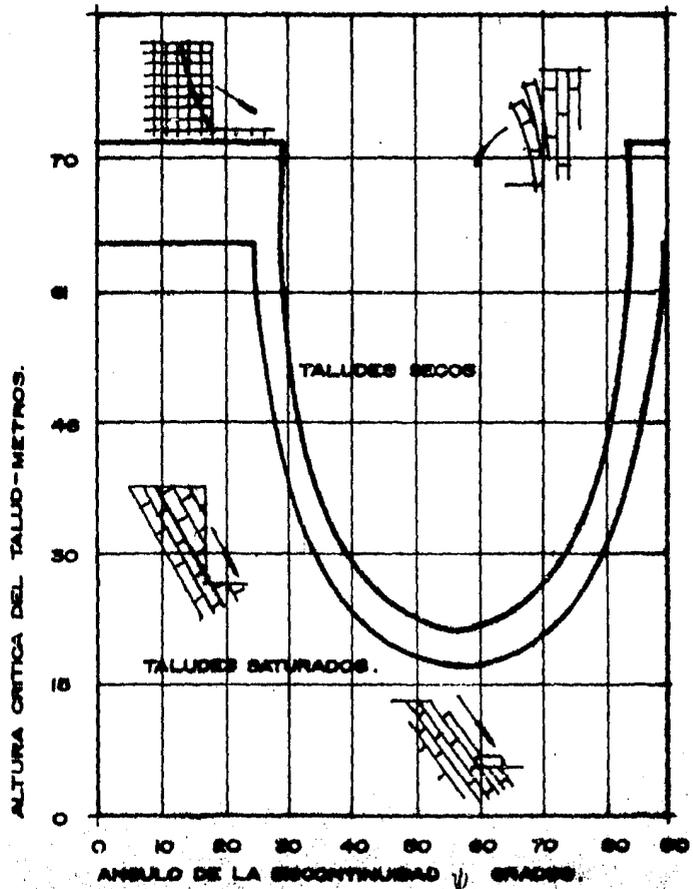
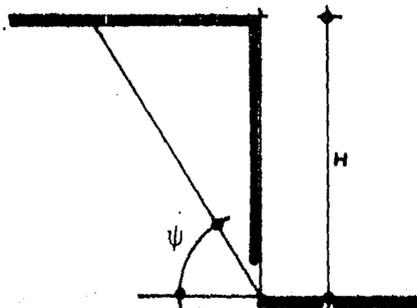


FIGURA 3.2 ALTURA DE TALUD CONTRA ANGULO DEL TALUD PARA ROCAS POTENTES, INCLUYENDO DATOS OBTENIDOS POR KLEY Y LUTTON Y POR ROSS-BROWN.

FIGURA 3.3 ALTURA CRITICA CONTRA ANGULO DE LA DISCONTINUIDAD PARA TALUDES SECOS Y SATURADOS.



### DESLIZAMIENTO PLANO

Se forma sólo bajo gravedad, cuando un bloque de roca descansa en un plano de debilidad inclinado que aflora al espacio libre. En el caso en que sólo actúa el peso propio del bloque, la inclinación del plano de deslizamiento deberá ser mayor que el ángulo de fricción en el mismo. Las condiciones de fallan permanecen pasivas en el talud, hasta que la excavación o el movimiento de la roca remuevan la barrera de traslación del bloque. En rocas duras, el deslizamiento plano sólo puede ocurrir si existen otras discontinuidades o valles transversales a la cresta del talud, liberando los lados del bloque. (foto 3.1)

LA GRIETA DE TENSION COMO INDICADOR DE INESTABILIDAD.- Barton, en una serie de estudios referentes a la falla de taludes en rocas junteadas, encontró que las grietas de tensión se generan como resultado de pequeños movimientos de corte dentro de la masa de roca. Aunque estos movimientos individuales fueran muy pequeños, su efecto acumulativo representaría un deslizamiento -- significativo en la superficie del talud, suficiente como para causar la separación de las juntas verticales detrás de la cresta del talud y formando grietas de tensión. El hecho de que la grieta de tensión sea causada por movimientos de corte en el talud es importante, ya que sugiere que cuando una grieta de tensión se vuelve visible en la superficie de un talud, se asume que la falla por cortante se ha iniciado dentro de la masa de roca.

La influencia de las grietas de tensión, y de la subpresión, en la resistencia al deslizamiento del bloque está dada por la siguiente expresión algebraica:

$$F S = \frac{cA + (W \cos \psi_p - U - V \sin \psi_p) \tan \phi}{W \sin \psi_p + V \cos \psi_p}$$

Donde la figura 3.5

$$A = (H-z) \operatorname{cosec} \psi_p$$

$$U = 1/2 \gamma_w z_w (H-z) \operatorname{cosec} \psi_p$$

$$V = 1/2 \gamma z_w^2$$

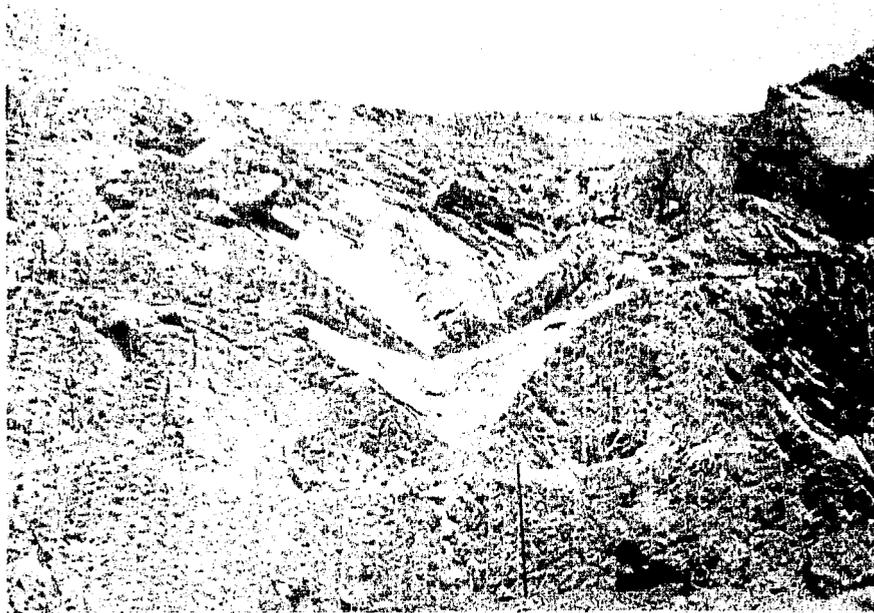


FOTO 3.2 Deslizamiento de la cuña inestable, en la zona de transformadores del P.H "El Caracol".



FOTO 3.1 Falla por deslizamiento plano



FOTO 3.3 Detalle de la parte inferior de una falla por cabeceo en areniscas y pizarras en North Devon, G.B. (ref.11)

Para la grieta de tensión localizada en la parte superior del talud (fig. 3.4):

$$W = 1/2 \gamma H^2 ((1 - (z/H)^2) \cot \psi_p - \cot \psi_t)$$

y para la grieta de tensión en la cara del talud (fig. 3.5):

$$W = 1/2 \gamma H^2 ((1 - z/H)^2 \cot \psi_p (\cot \psi_p \tan \psi_t - 1))$$

### DESLIZAMIENTO EN CUÑA

Puede ocurrir cuando dos planos de debilidad se intersectan definiendo un bloque tetraédrico. El deslizamiento puede ocurrir sin que ninguna falla topográfica o disposición estructural desfavorable se presente, si la línea de intersección de las dos discontinuidades aflora hacia la excavación. (foto 3.2)

### FALLA POR VOLTEO

Se refiere al volcamiento de estratos de roca, como una serie de vigas en cantiliver, en rocas tales como pizarras, esquistos, y sedimentos, delgadamente estratificados, las cuales se inclinan hacia el costado de la ladera. Cada estrato tiende a plegarse bajo su propio peso, transfiriendo fuerzas talud abajo.

Si al pie del talud se le permite deslizarse o volcarse se formarían grietas de flexión en el estrato, liberando una gran masa de roca.

Cuando la frecuencia de grietas transversales es grande, los estratos tienden a volcarse como columnas rígidas en lugar de tener una falla por flexión. (foto 3.3)

Se pueden presentar modos de falla más sofisticados en rocas cuyo patrón de fracturamiento sea más complejo o en rocas estratificadas, en donde el deslizamiento plano, en cuña o la falla por volteo ocurran, ya sea simultáneamente o en sucesión, presentándose incluso, en algunos casos, las fallas por flexión, cortante o penetración a través de puentes de roca.

Para finalizar, es importante recordar: 1.- que un decremento en la cohesión causa una reducción en la altura máxima permisible de los taludes; 2.- un decremento en el ángulo de fricción origina una reducción del factor de seguridad de los taludes;

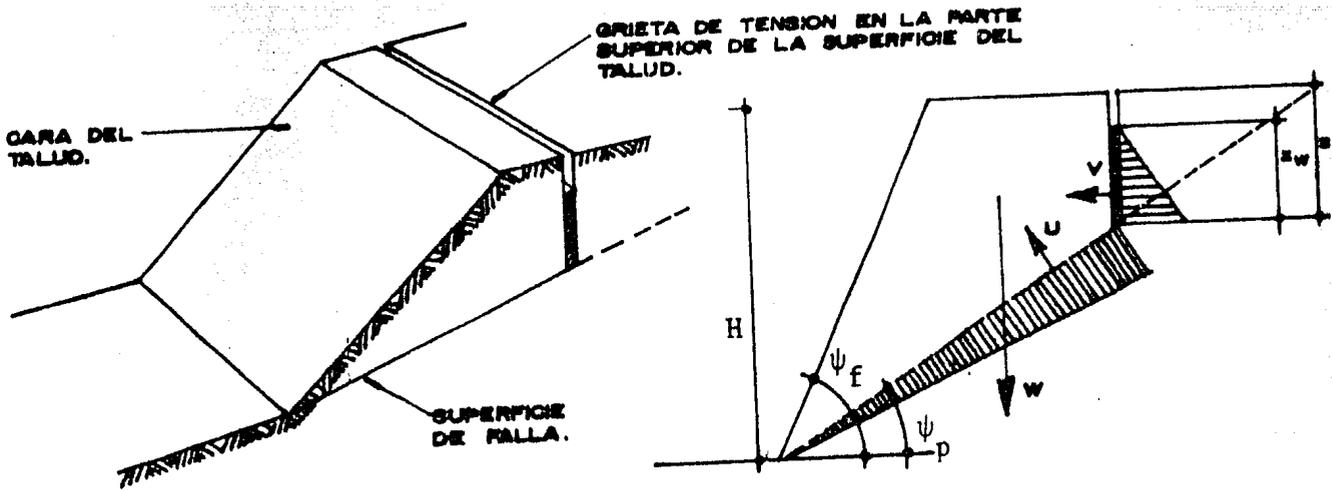


FIGURA 3.4 GEOMETRIA DEL TALUD CON GRIETA DE TENSION EN LA PARTE SUPERIOR DE LA SUPERFICIE DEL TALUD.

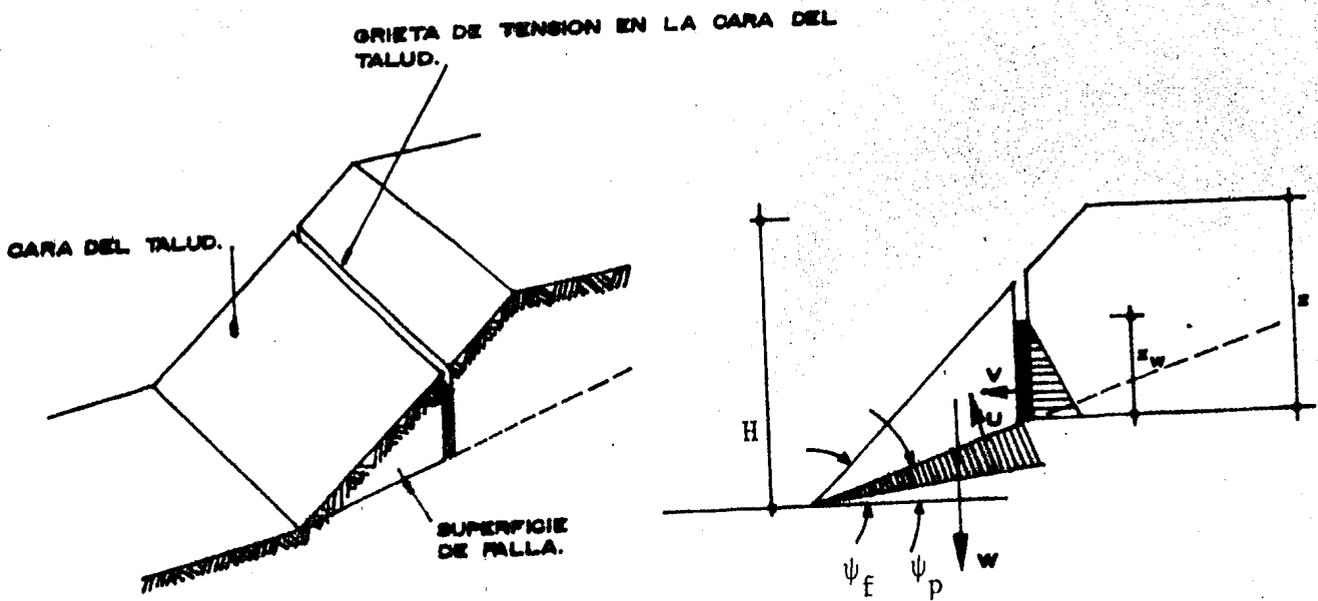


FIGURA 3.5 GEOMETRIA DEL TALUD CON GRIETA DE TENSION EN LA CARA DEL TALUD.

3.- y que el incremento de la presión en el agua dentro del talud provoca una reducción en la estabilidad. Esto último, enfatiza la necesidad de estabilizar las condiciones del agua freática en la masa de roca, sugiriéndose el drenaje como el medio más efectivo para mejorar dicha estabilidad de los taludes.

### 3.1.3 EXCAVACIONES SUBTERRANEAS

#### 3.1.3.1 INTRODUCCION

La excavación de un túnel y la subsecuente construcción de los soportes cambian las condiciones de esfuerzo del mismo y del medio circundante.

El proceso de tuneleo provoca nuevas condiciones de equilibrio, las cuales cambiarán durante los diferentes períodos del avance del túnel y construcción de los soportes, hasta que sea alcanzado un equilibrio final. En este equilibrio final, todos los cambios en esfuerzo y deformación alrededor del túnel cesarán, y las condiciones hidráulicas son restablecidas a un equilibrio estático o dinámico.

Una región de esfuerzos cambiantes está caracterizada por el incremento de la presión vertical, viajando por delante del frente de avance del túnel. Los cambios en las condiciones de equilibrio son también percibidos, a una distancia considerable, por detrás del frente.

Los continuos o frecuentes cambios en las condiciones de equilibrio del estado de esfuerzo no pueden tomar lugar sin deformaciones del medio; si son empleados soportes, éstos también se deformarán. Siempre existe una respuesta inmediata, la deformación, al cambiar las condiciones de equilibrio, y comunmente existe una respuesta adicional que depende del tiempo. En un medio saturado, la excavación del túnel cambia la presión de poro del agua, alrededor de la abertura, e induce un flujo de agua.

Las deformaciones en una masa de roca comunmente desembocan en una reducción indeseable de la resistencia y cohesión del medio. En una roca débil o fisurada, el material que rodea la abertura por la parte superior tiende a caer y, tarde o temprano, -

ejerce una considerable carga en el soporte. Esta carga es reducida si el aflojamiento es prevenido por un adecuado soporte.

A pesar de que la estabilidad inicial pueda ser aceptable, - las condiciones pueden cambiar, de modo que, el equilibrio final no pueda ser alcanzado sin soporte. Esto puede ocurrir en una masa fisurada, sujeta al aflojamiento progresivo, en un material con flujo plástico o en un material cuya resistencia decaiga con el tiempo.

Es imposible e indeseable evitar totalmente las deformaciones en la roca; es necesario permitir cierta deformación para obtener una distribución favorable de carga entre el medio y el sistema de soporte.

No importa cuál sea la razón para restringir los desplazamientos de las paredes de la cavidad, las cargas a las que estará sujeto un soporte dependen del estado de equilibrio prevaleciente en el momento en el que sea introducido en la abertura. Esto es, si el equilibrio final ha sido alcanzado antes de que el soporte sea colocado, éste no recibe carga del medio. Cuando el soporte es suministrado antes que el equilibrio final haya sido establecido, nuevas condiciones límite son superpuestas a las condiciones existentes cuando el soporte es construido. Las nuevas condiciones finales dependen del tiempo en el que el soporte sea colocado, y la interacción entre el soporte y el medio estará involucrada.

También se debe prever la alteración del ambiente hidrológico causado por la construcción del túnel. La alteración puede ser temporal o permanente, dependiendo de la estanqueidad del túnel; con la disminución del nivel de aguas freáticas se incrementan los esfuerzos efectivos y los asentamientos; estos últimos, en la mayoría de las ocasiones, son irreversibles.

La decisión ingenieril debe tomarse considerando que: el revestimiento deberá ser impermeable, y el nivel de aguas freáticas será restablecido a su posición original o, en todo caso, - deberá actuar como un dren.

La primera decisión implica que, eventualmente, el revestimiento deberá resistir la presión hidrostática mientras que, la

segunda, requiere del continuo funcionamiento de los drenes.

Los procedimientos simplificadorios de diseño no reflejan -- los complejos problemas que pueden influir en su desarrollo. -- Ellos, generalmente, tratan al revestimiento como una estructura sujeta a condiciones estáticas para cargas dadas. Ocasionalmente, en procedimientos más avanzados las cargas son tomadas -- como dependientes de la deformación.

La evidencia empírica de comportamiento deformacional es más segura, y más frecuente, que las mediciones de esfuerzo y carga. Esta evidencia puede ser utilizada para investigar las correlaciones entre el comportamiento de la abertura del túnel y de -- los sistemas de soporte y las propiedades del medio, en la interacción del túnel con la roca circundante.

Primeramente, el mecanismo de soporte deberá ser visto como un reforzamiento o como un limitante que ayude al medio a soportarse por sí mismo. Por ejemplo, la principal acción de las anclas es la de interrumpir los movimientos hacia la abertura y, con ello, incrementar la capacidad de la roca para soportar los esfuerzos tangenciales. El incremento es obtenido transfiriendo las fuerzas tan lejos de la abertura que ellas puedan ser disipadas. El principal agente de soporte de la carga es la roca -- misma.

Otro ejemplo, es el soporte de una abertura con concreto lanzado inmediatamente después de la excavación. Aplicando concreto lanzado se impiden los movimientos y el aflojamiento de la roca, haciéndola capaz de soportar más carga de la que comunmente es capaz de resistir mediante soportes convencionales, los -- cuales generalmente permiten el aflojamiento.

Es importante controlar el movimiento del medio; mientras -- movimientos muy prolongados podrán conducir al aflojamiento o debilitamiento del medio, y hacerlo incapaz de soportar carga, movimientos muy pequeños, en algunas circunstancias, no permiten a la roca soportar las cargas que su capacidad le permitiría.

Un soporte debe ser elegido para que permita al medio autoa-

justarse a un valor especificado o controlado. Para condiciones dadas, deberá existir una combinación óptima de flexibilidad o rigidez y ajustabilidad.

### 3.1.3.2 ANALISIS ELASTICO

La teoría de la elasticidad puede ser utilizada para encontrar la distribución de esfuerzos alrededor de un orificio en un medio elástico, isótropo y homogéneo. La utilización de la teoría de la elasticidad permite soluciones que incluyan el peso de la roca y condiciones arbitrarias de frontera.

En la mayoría de los casos, una solución simplificada como la propuesta por Kirsch, la cual desatiende la influencia de la profundidad, es suficiente.

El problema es tratado en base a un estado plano de deformación. Además, la solución propuesta, desatiende las fuerzas de cuerpo y la influencia de la superficie del terreno.

La solución de Mindlin, que es más apropiada, considera la frontera, mostrando que la aproximación es bastante aceptable para profundidades mayores de cuatro diámetros.

Si la presión de sobrecarga a la profundidad del eje del túnel es  $P_z = \gamma h$ , y la relación de la presión horizontal con la presión vertical es  $K_o = P_h / P_z$ , los esfuerzos en el medio están dados por:

$$\sigma_r = \frac{1}{2} P_z \left( (1+K_o) \left( 1 - \frac{a^2}{r^2} \right) + (1-K_o) \left( 1 - 4\frac{a^2}{r^2} + 3\frac{a^4}{r^4} \right) \cos 2\theta \right) \quad \text{RADIAL}$$

$$\sigma_\theta = \frac{1}{2} P_z \left( (1+K_o) \left( 1 + \frac{a^2}{r^2} \right) - (1-K_o) \left( 1 + 3\frac{a^4}{r^4} \right) \cos 2\theta \right) \quad \text{TANGENCIAL}$$

$$\tau_{re} = \frac{1}{2} P_z \left( -(1-K_o) \left( 1 + 2\frac{a^2}{r^2} - 3\frac{a^4}{r^4} \right) \sin 2\theta \right) \quad \text{CORTANTE}$$

Los parámetros, anteriormente citados, son representados en la figura 3.6.a).

Los esfuerzos principales en el plano que contiene a la sección transversal del túnel y en el punto  $(r, \theta)$  son:

$$\sigma_1 = \frac{1}{2} \left( \sigma_r + \sigma_\theta \right) + \left( \frac{1}{4} (\sigma_r - \sigma_\theta)^2 + \tau_{re}^2 \right)^{0.5} \quad \text{MAXIMO}$$

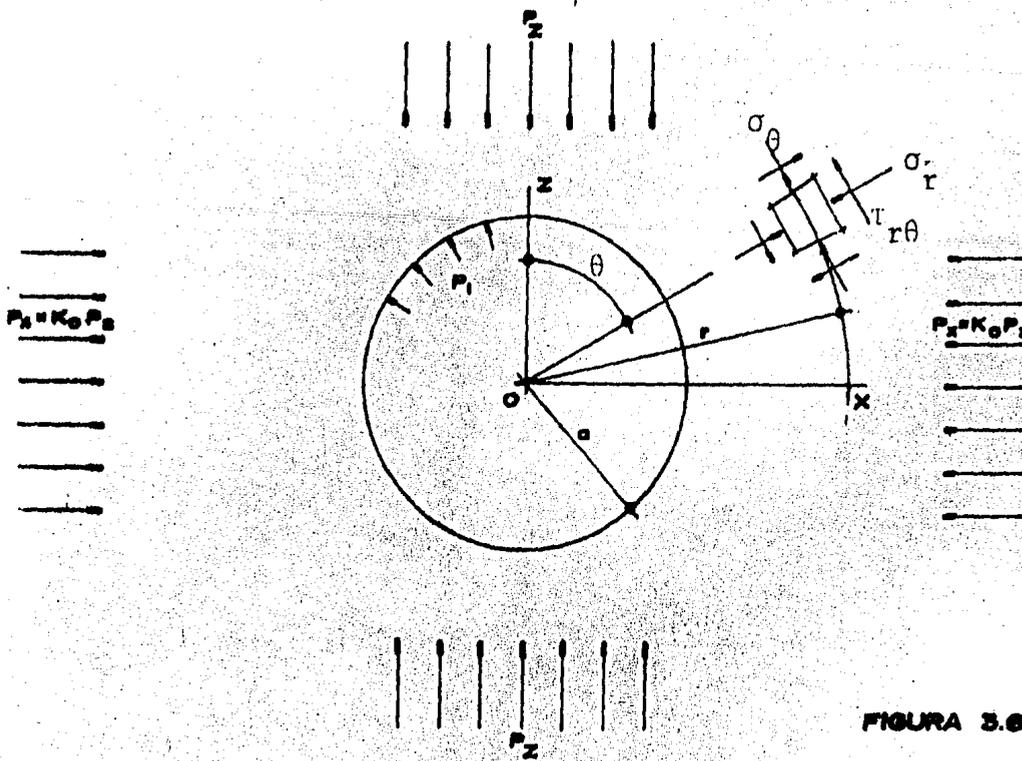


FIGURA 3.6 A.

$$\sigma_2 = \frac{1}{2} (\sigma_r + \sigma_\theta) - \left( \frac{1}{4} (\sigma_r - \sigma_\theta)^2 + \tau_{re}^2 \right)^{0.5}$$

MINIMO

$$\tan 2\alpha = \frac{2 \tau_{re}}{\sigma_\theta - \sigma_r}$$

INCLINACION  
CON LA  
VERTICAL

Par  $k = 1$ , las fórmulas se simplifican a:

$$\sigma_r = P_z (1 - (a/r)^2)$$

$$\sigma_\theta = P_z (1 + (a/r)^2)$$

$$\tau_{re} = 0$$

Si una presión interior uniforme,  $P_i$ , es aplicada a las paredes de la abertura, las fórmulas para  $k = 1$ , son modificadas a:

$$\sigma_r = P_z (1 - (a/r)^2) + P_i (a/r)^2$$

$$\sigma_\theta = P_z (1 + (a/r)^2) - P_i (a/r)^2$$

En la figura 3.6.b) se muestra la distribución de esfuerzos en un túnel cilíndrico en roca elástica, esta distribución ha sido calculada con las ecuaciones anteriormente citadas.

Las figuras 3.7 a 3.9 muestran los valores de los esfuerzos horizontales y verticales en los planos vertical y horizontal - por el centro de túneles con relación  $a/c$  de 0.5, 1 y 2, y para coeficientes de presión de reposo de 0.25.

- $P_z$  = ESFUERZO VERTICAL IN-SITU.
- $P_h$  = ESFUERZO HORIZONTAL IN-SITU.
- $P_i$  = PRESION INTERIOR.
- $a$  = RADIO DEL CIRCULO.
- $r$  = DISTANCIA AL PUNTO CONSIDERADO.
- $h$  = DISTANCIA A LA SUPERFICIE.
- $\sigma_\theta$  = ESFUERZO TANGENCIAL.
- $\sigma_r$  = ESFUERZO RADIAL.
- $K_0$  = COEFICIENTE DE PRESION EN REPOSO  $P_h/P_z$ .

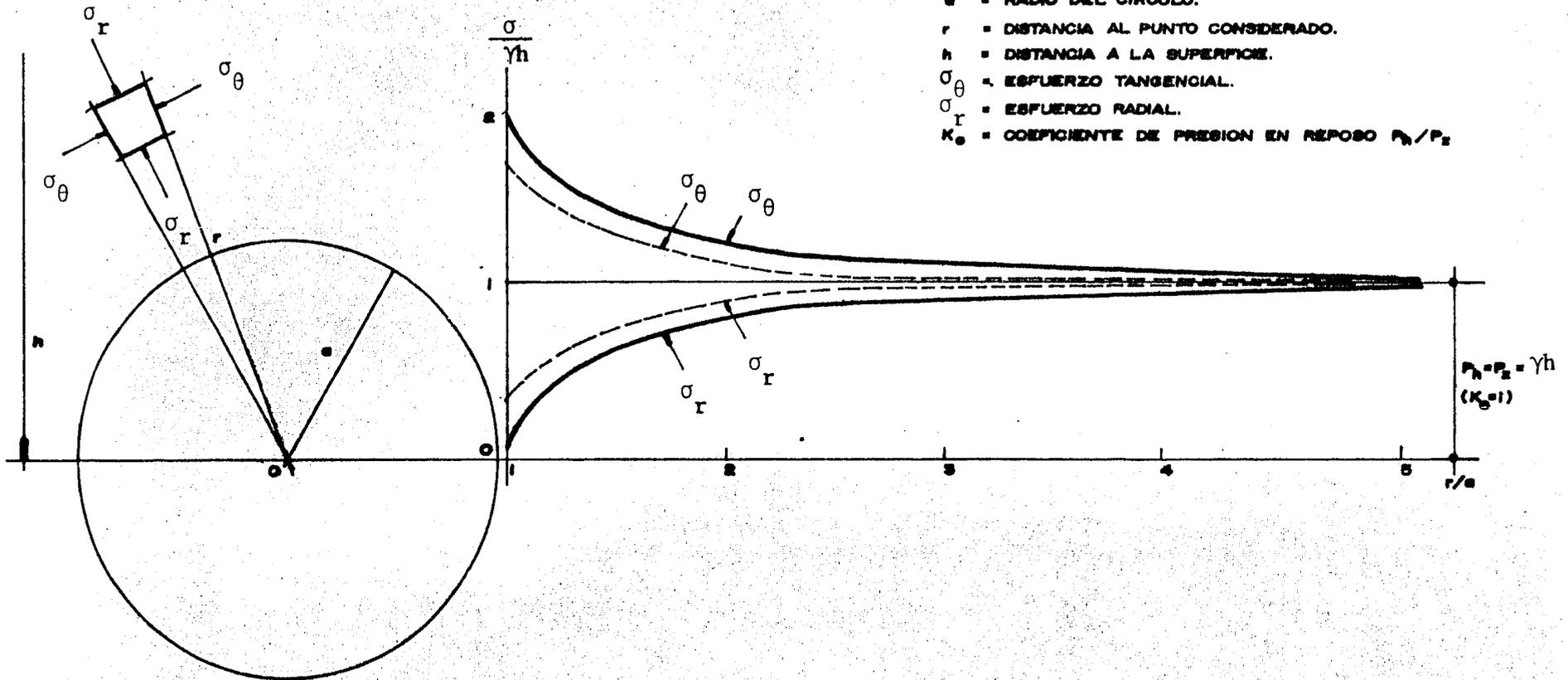


FIGURA 3.6 B DISTRIBUCION DE ESFUERZOS EN UN TUNEL CLINDRICO EN ROCA ELASTICA.

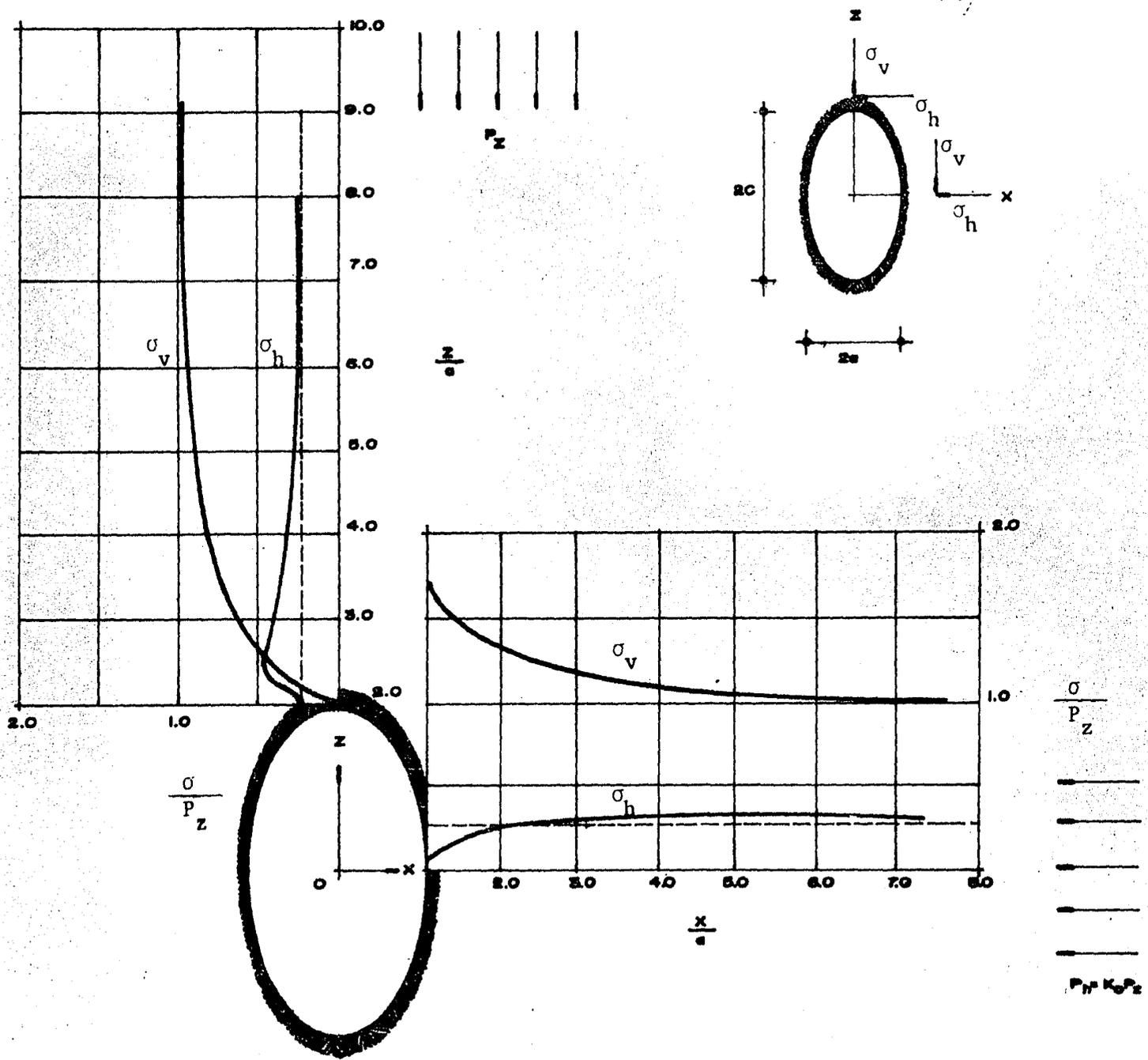


FIGURA 3.7 VALOR DE LOS ESFUERZOS  $\sigma_v$  Y  $\sigma_h$  EN LOS PLANOS VERTICAL Y HORIZONTAL POR EL CENTRO DE UN TUNEL ELIPTICO CON RELACION  $a/e = 0.5$  Y  $K_0 = 0.25$ .

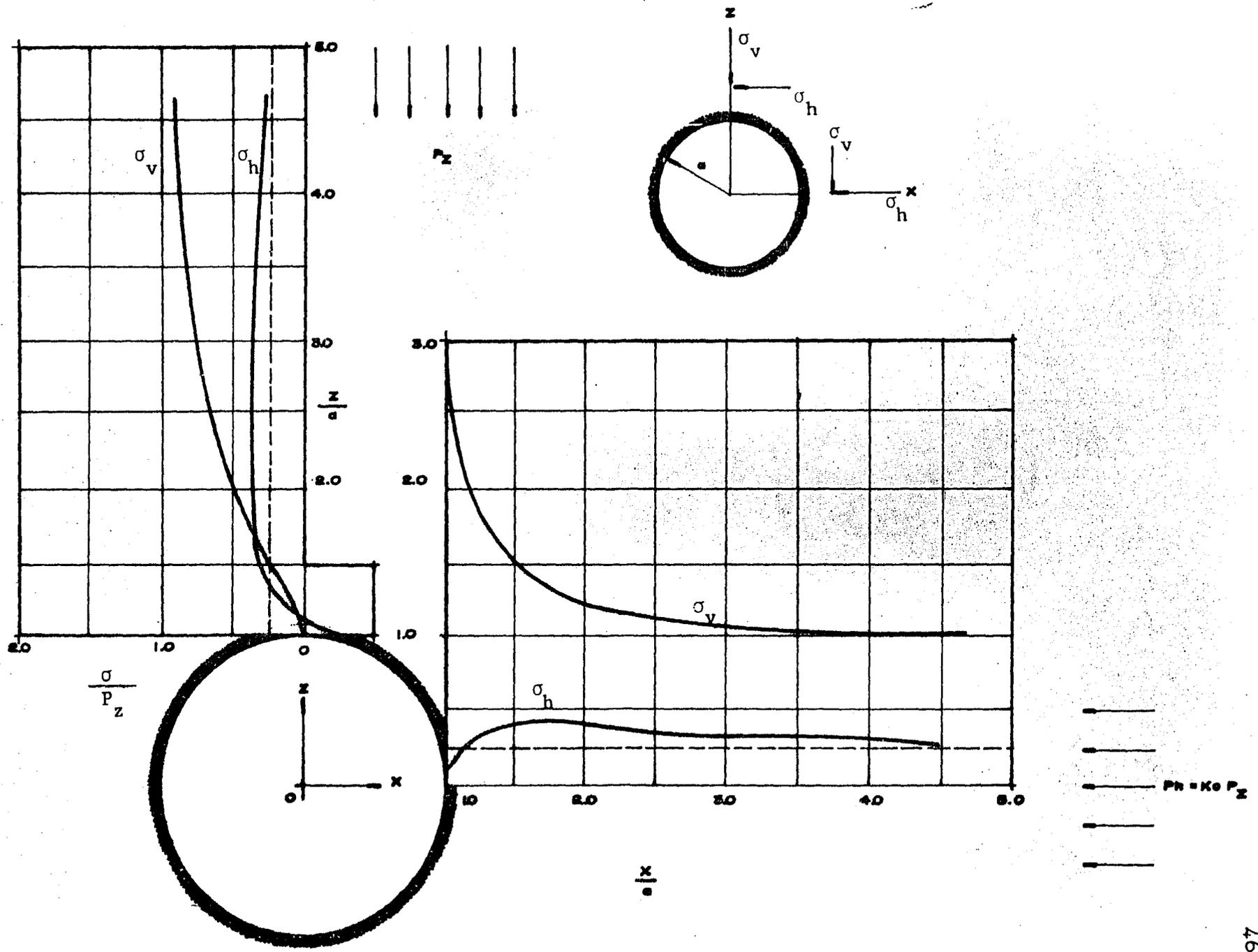


FIGURA 3.9 VALOR DE LOS ESFUERZOS  $\sigma_v$  Y  $\sigma_h$  EN LOS PLANOS VERTICAL Y HORIZONTAL POR EL CENTRO DE UN TUNEL CIRCULAR ( $\frac{r}{a} = 1$ ) Y  $K_0 = 0.25$ .

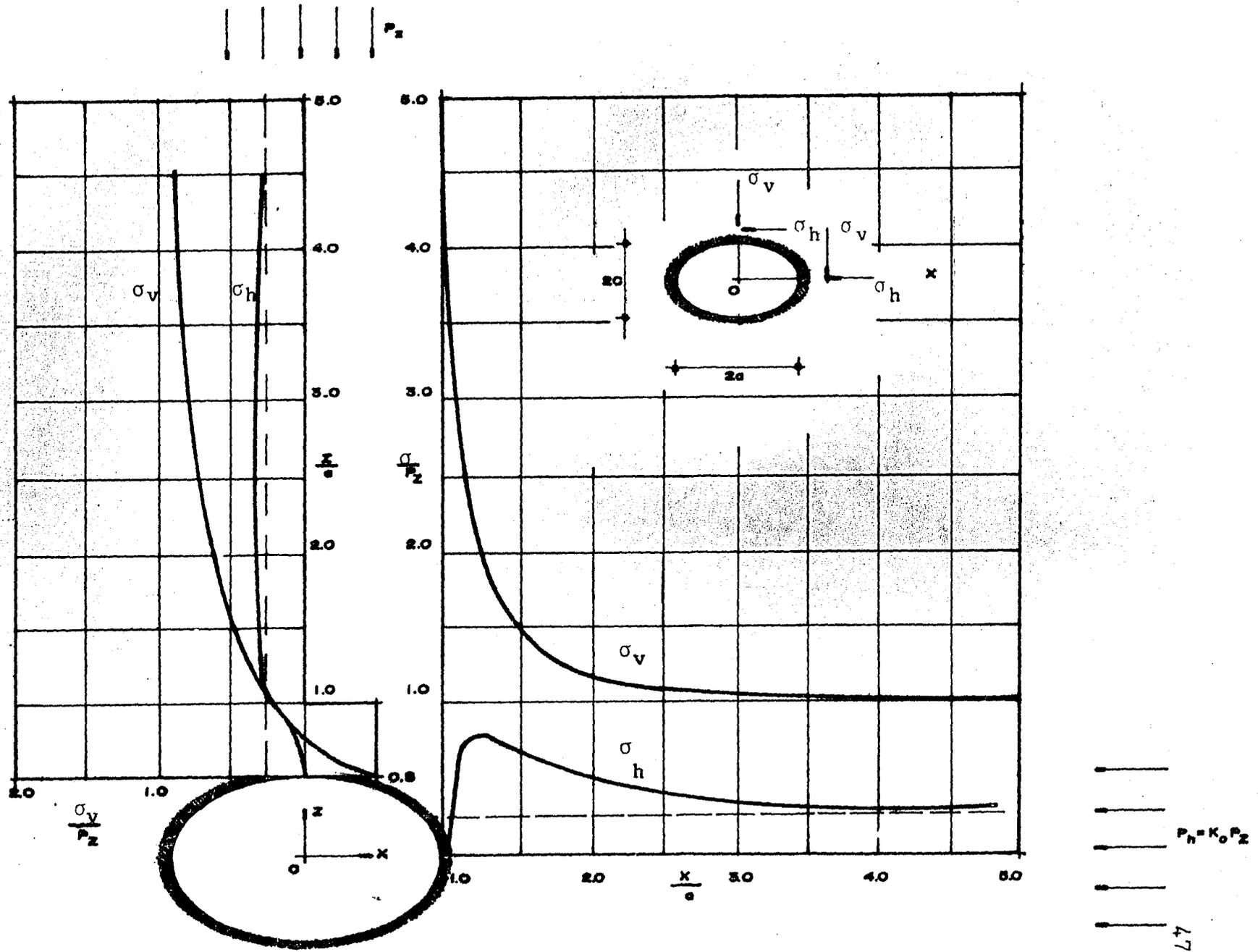


FIGURA 3.9 VALOR DE LOS ESFUERZOS  $\sigma_v$  Y  $\sigma_h$  EN LOS PLANOS VERTICAL Y HORIZONTAL POR EL CENTRO DE UN TUNEL ELIPTICO DE RELACION  $a/b = 2$  PARA  $K_0 = 0.25$ .

Los esfuerzos tangenciales máximo y mínimo para aberturas sin recubrimiento ocurren en la corona (y plantillas) y en las paredes ( $e = 90^\circ, 270^\circ$ ) respectivamente. Los esfuerzos en estos puntos están dados por:

$$\sigma_e = P_z(3k-1) \quad \text{en la corona y plantilla}$$

$$\sigma_e = P_z(3-k) \quad \text{en las paredes}$$

Para  $k = 1$ , los esfuerzos son uniformes alrededor de la abertura, independientemente de  $e$ , y el esfuerzo tangencial en la pared es  $2P_z$ . Para  $k$  menor que  $1/3$  ocurren esfuerzos de tensión en la corona y plantilla, y para  $k$  mayor que  $3$  en las paredes. (fig. 3.10)

### 3.1.3.3 ANALISIS ELASTO-PLASTICO

La solución elasto-plástica más sencilla asume que el esfuerzo horizontal in situ es igual al esfuerzo vertical in situ, siendo  $P_z = \gamma h$ . Esto es,  $k=1$ . La falla o criterio de cedencia es el de Tresca, que es un caso particular del criterio de Mohr-Coulomb,  $\phi=0$ , por lo que  $S=c$ .

Una zona anular plástica es desarrollada alrededor de un túnel sin revestimiento cuando el nivel de esfuerzo  $P_z$  excede la resistencia a la compresión no confinada del material.  $q_u = 2c$  para un material no friccionante, o  $q_u = (2c \cos \phi) / (1 - \sin \phi)$  para un material cohesivo-friccionante.

Cuando una presión interna,  $P_i$ , es aplicada a las paredes del túnel, por ejemplo, por medio de un revestimiento o por aire presurizado, el nivel de esfuerzos requerido para que se desarrolle la región plástica es incrementado. Para un material sin cohesión,  $q_u = 0$ , la abertura es inestable sin la aplicación de una presión interna.

El radio de la zona plástica está en función de la presión interna  $P_i$ , del nivel de esfuerzo  $P_z$ , y de los parámetros de resistencia  $c$  y  $\phi$ , de la manera indicada en las figuras 3.11, 3.12, y 3.13.

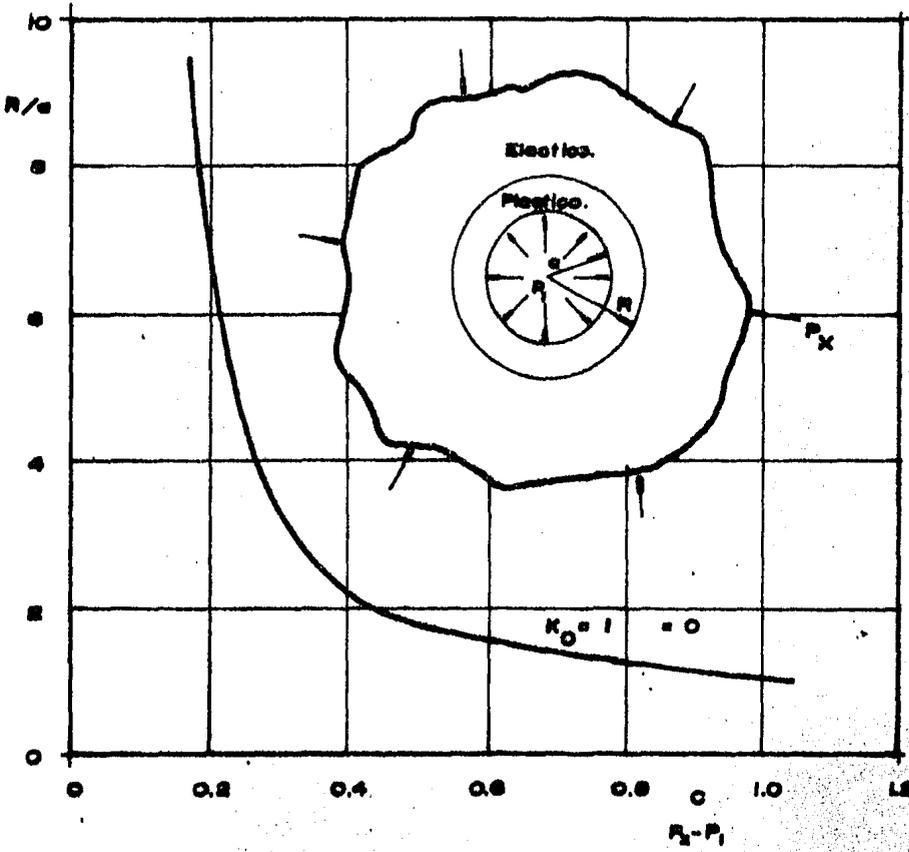
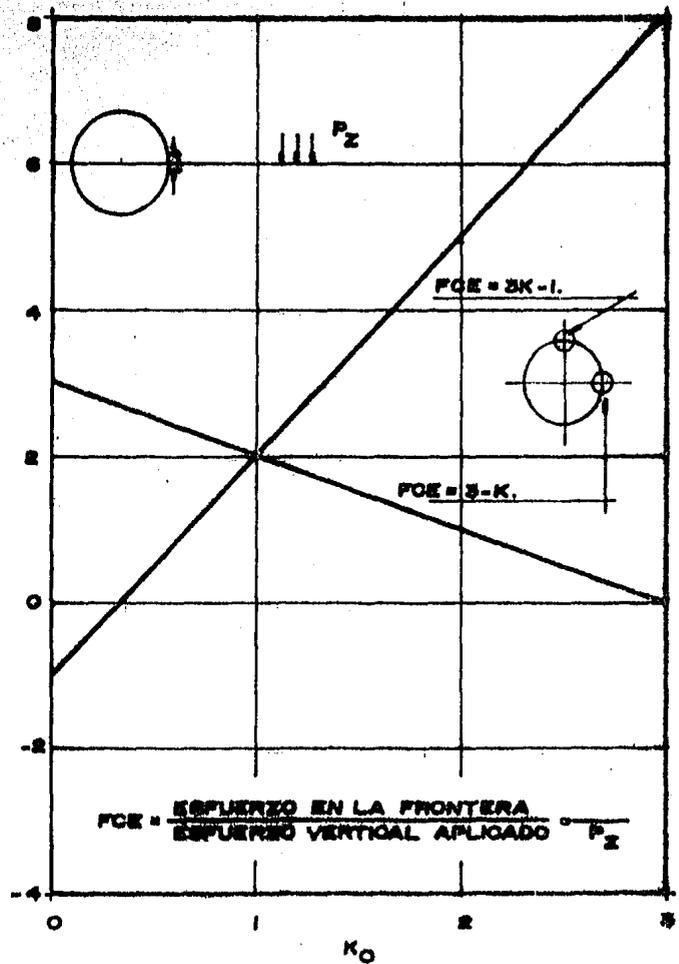


FIGURA 3.11 RELACION ENTRE EL RADIO, LA COHESION, LA PRESION INSITU Y LA PRESION DE SOPORTE.

FIGURA 3.10 EFECTO DE K EN LOS ESFUERZOS TANGENCIALES EN LA CORONA Y PAREDES DE UNA ABERTURA CIRCULAR.



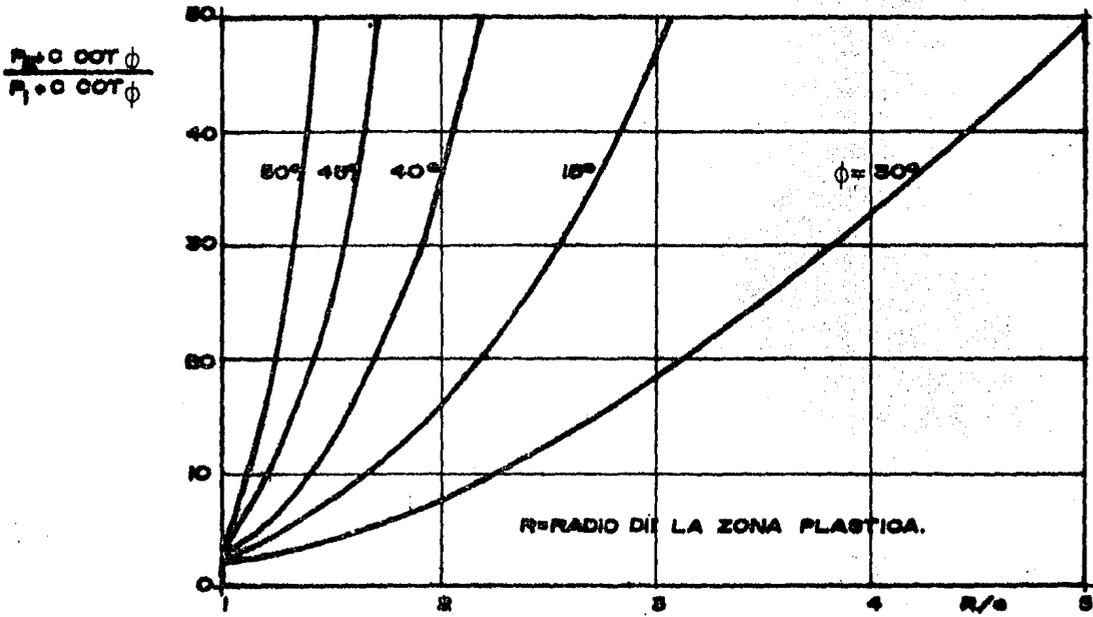
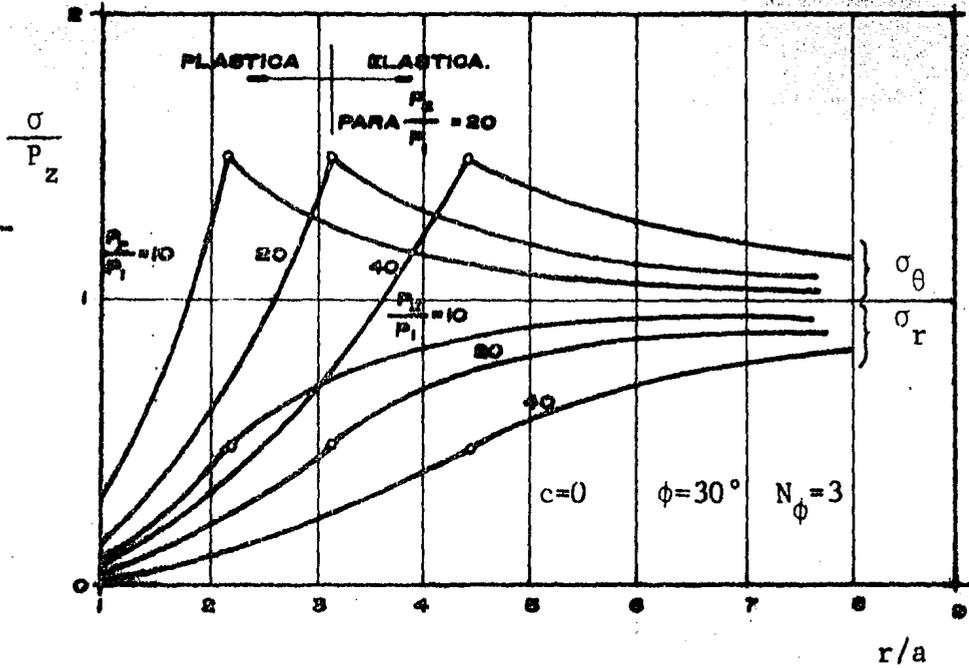


FIGURA 3.12 RADIO DE LA ZONA PLASTICA CONTRA LA RELACION DE  $P_2$ ,  $P_1$ ,  $c$  Y  $\phi$ .

FIGURA 3.13 DISTRIBUCION DE ESFUERZOS ALREDEDOR DE UN TUNEL CIRCULAR EN UN MATERIAL ELAS-TO-PLASTO.



Por supuesto este método se torna inexacto con el incremento del tamaño de la zona plástica, debido a que no toma en cuenta la redistribución de esfuerzo ocasionada por el incremento plástico del material.

Las deformaciones en las paredes de un túnel pueden ser calculadas basándose en los métodos anteriores, esto es, en el análisis elástico y en el análisis elasto-plástico. Estas estimaciones de deformación son más bien de interés limitado, ya que las deformaciones elásticas son inmediatas y toman lugar antes de que el revestimiento pueda ser colocado, mientras que, las deformaciones elasto-plásticas son deformaciones finales y no incluyen el comportamiento dependiente del tiempo.

La aproximación de un medio continuo al análisis tunelero deberá ser aplicada directamente cuando el medio contiguo al túnel verdaderamente cumpla con las suposiciones hechas para éste medio. Este podría ser el caso de una roca masiva no fracturada.

Aún cuando el macizo pueda ser considerado como continuo, -- las suposiciones necesarias concernientes a la relación esfuerzo-deformación del material darán inexactitud a los análisis.

#### 3.1.3.4 CONCEPTOS SOBRE ARQUEO

El concepto de arqueo, aplicado a los túneles, supone que parte del material que gravita sobre el techo del túnel, es soportado por el revestimiento, deformándose el revestimiento como una consecuencia de esta carga.

Una fuerza cortante es desarrollada entre el material estacionario en los lados del túnel y el material por encima del mismo, el cual tiende a moverse con el revestimiento.

En 1946, Terzaghi extendió el concepto de arqueo en suelos a la determinación de cargas en revestimientos de túneles en roca triturada. El aproximó el arqueo en suelos, ilustrado en la figura 3.14, al de rocas mediante la simplificación que se muestra en la figura 3.15. Una mayor parte de la sobrecarga impuesta es transferida por fricción hacia el material que se encuentra a los lados del túnel. El balance del material, representado por una altura equivalente  $H_p$ , es cargado por el techo del túnel. Además, definió la carga de roca como: el peso de la masa

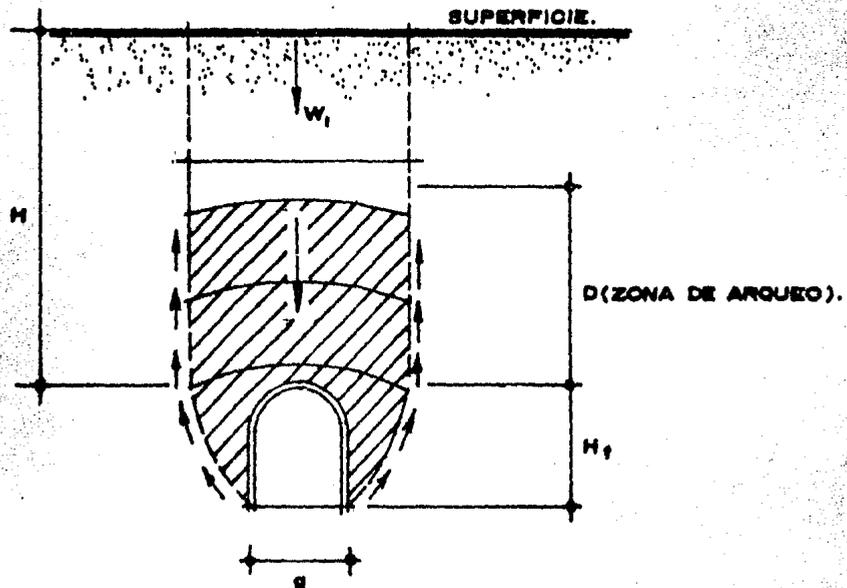


FIGURA 3.14 ARQUEO EN SUELOS.

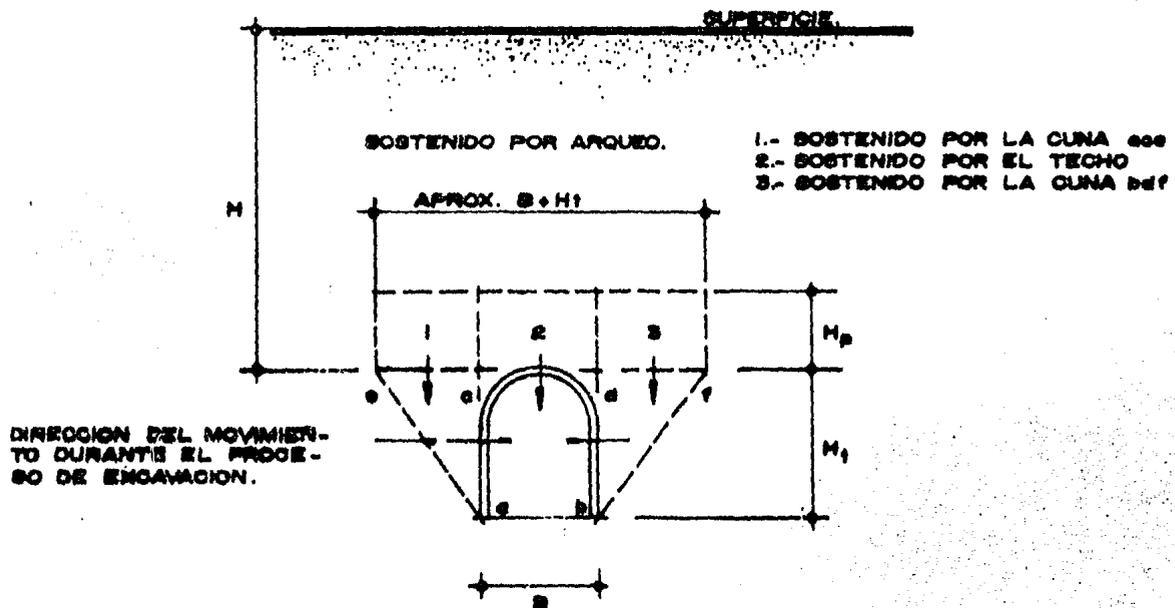


FIGURA 3.15 CARGA DE SOPORTE ASUMIDO.

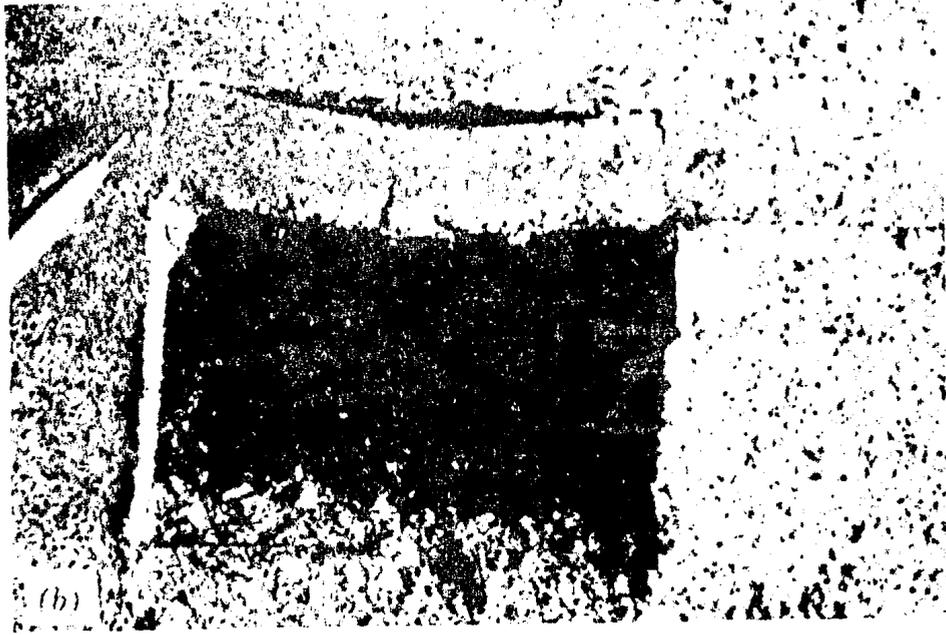


FOTO 3.4 Deflexión y agrietamiento, de una excavación subterránea, en el caso de una viga de peralte pequeño debajo de una viga de peralte mayor.

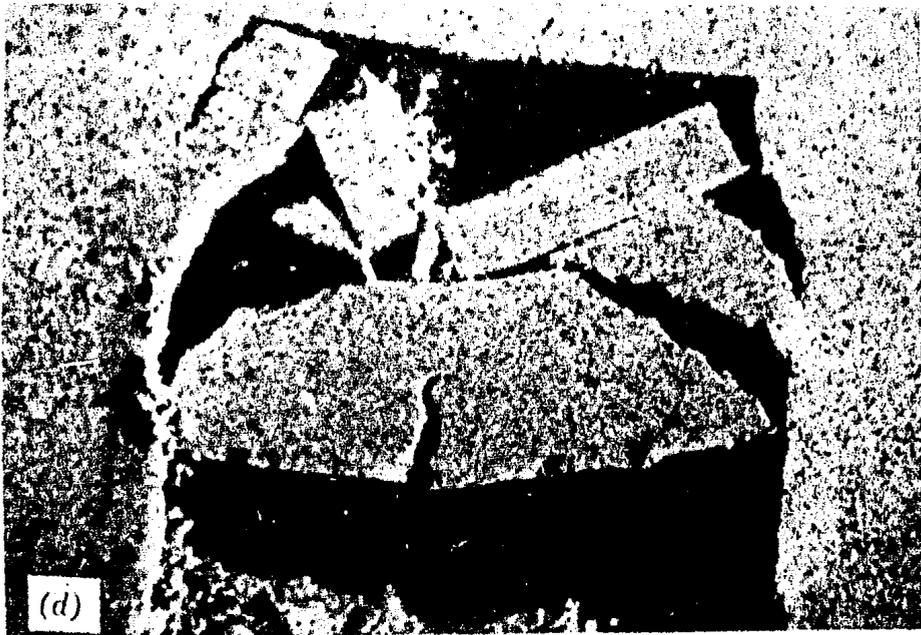


FOTO 3.5 Deflexión y falla, en el caso contrario al anteriormente citado.

MODELOS DE COMPORTAMIENTO DEL TECHO DE UNA EXCAVACION SUBTERRANEA EN UNA ROCA HORIZONTALMENTE ESTRATIFICADA. (ref. 11)

de roca que tiende a desprenderse del techo del túnel y que debe de ser soportado por el ademe. Sus valores de carga de roca, tabla 3.1, están representados por rangos, puesto que no existen valores límite bien definidos entre los factores que determinan la carga de roca.

Otros métodos para evaluar la presión vertical actuante sobre la sección del túnel son el desarrollado por Protodyakonov y el desarrollado por Bierbaumer. Estas teorías, también suponen que los soportes son requeridos para cargar una cierta masa de roca por encima del túnel, y sólo difieren en la forma de la masa y la manera en la cual los esfuerzos son transferidos por la masa.

En adición a la carga de roca, Terzaghi reconoce que el período de acción de puente -definido como el tiempo en que el techo permanecerá esencialmente estable y sin deformación después de ser expuesto- es de gran interés en la ingeniería tunelera. Durante este período existe una pérdida o desintegración progresiva de la estructura de la roca alrededor de la abertura. Si se permite que este período se extienda la roca cederá, y caerá hasta que la cavidad sea llenada o hasta que se forme un arco estable. Si el soporte es instalado antes que finalice el período de acción de puente, figura 3.16, la carga neta en los soportes puede ser menor que la carga última, puesto que la formación completa del arco será inhibida por los soportes.

### 3.1.2.5 INFLUENCIA DEL TIPO DE ROCA.

Cuando el túnel es pequeño en comparación con el espaciamiento de las discontinuidades, la masa rocosa podrá aproximarse a un medio continuo, y las propiedades de la matriz cristalina -- controlarán su comportamiento. En cambio, cuando la relación -- del tamaño del túnel al espaciamiento de las discontinuidades es grande, éste se conducirá como si estuviera en un material discontinuo, siendo las propiedades de la masa de roca las que controlen el comportamiento del mismo.

Las rocas ígneas tienden a ser masivas, de resistencia generalmente alta. Cuando estas rocas no están sumamente fisuradas o fracturadas por fallas o zonas de cortante, su resistencia a la compresión no confinada es usualmente lo suficientemente gran

TABLA 3.1 CARGA DE ROCA DE ACUERDO CON TERZAGHI.

NATURALEZA DE LA ROCA	CARGA $H_p$ en m	OBSERVACIONES
1. Dura intacta	0	Ademado ligero si existen caídos (Scheidage)
2. Estratificada dura o esquistosa	0 a 0.5B	Ademado ligero con marcos.
3. Meciza con número de juntas moderado	0 a 0.25B	La carga puede variar repentinamente de un punto a otro.
4. Derrumbes moderados	0.25 a 0.35 ( $B + H_t$ )	No hay presión lateral
5. Derrumbes muy frecuentes.	0.35 a 1.10 ( $B + H_t$ )	Poca o nula presión lateral.
6. Totalmente fracturada, demolida pero químicamente pura.	1.10 ( $B + H_t$ )	Se genera una presión lateral muy importante; el agua que filtra por la plantilla del túnel reblandece los materiales y por tanto se necesita para soportar los pies derechos del marco zapatas continuas o cimbras circulares.
7. Roca compresible a profundidad moderada.	1.10 a 1.20 ( $B + H_t$ )	Presión lateral importante; necesita retícula para la plantilla.
8. Roca compresible a gran profundidad.	2.10 a 4.50 ( $B + H_t$ )	Idem.
9. Roca expansible.	Hasta 75m independiente de ( $B + H_t$ )	Cimbras circulares. Soportes retráctiles.

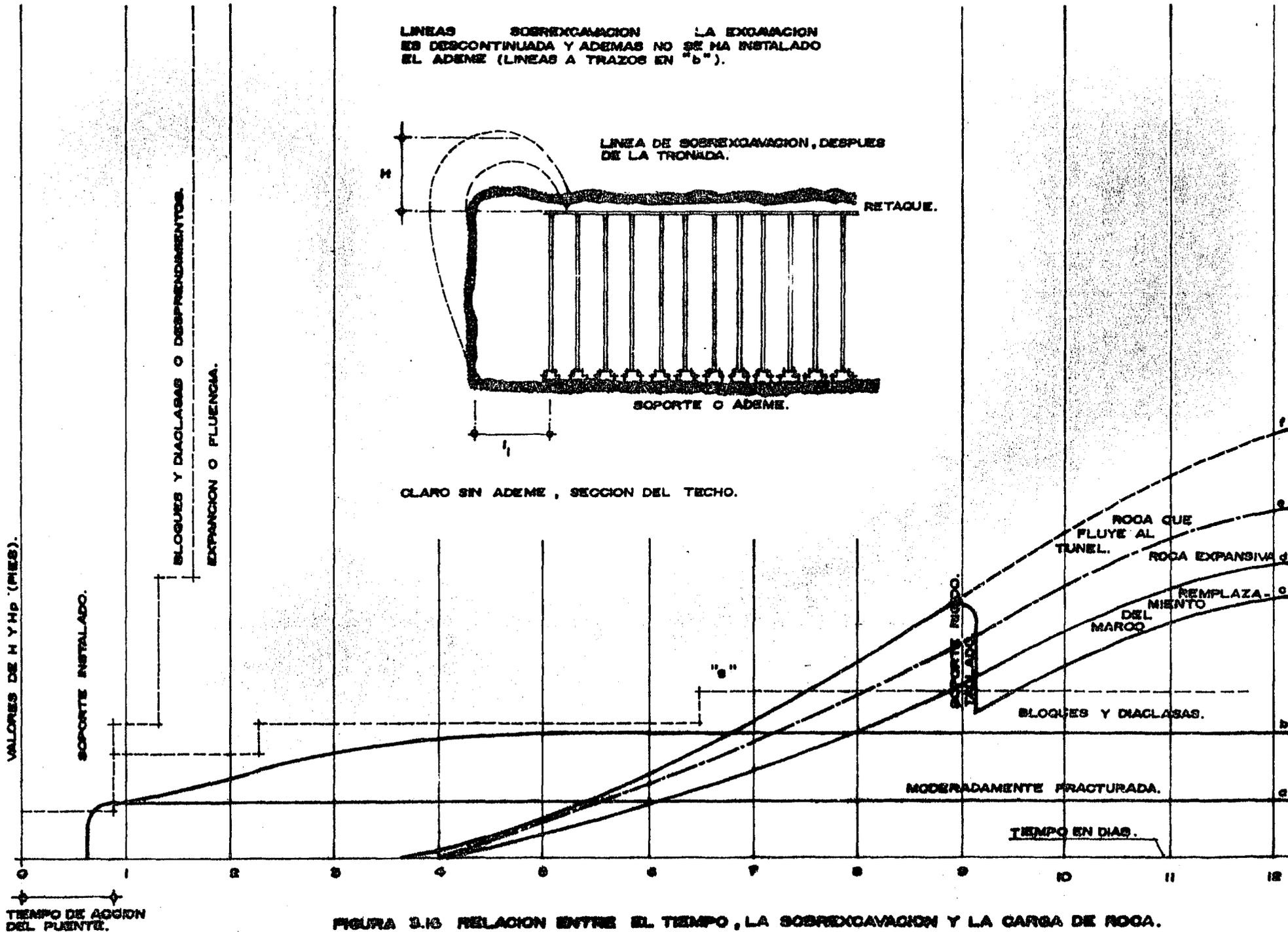


FIGURA 3.13 RELACION ENTRE EL TIEMPO, LA SOBRECAVACION Y LA CARGA DE ROCA.

de para que un túnel sin revestimiento sea perfectamente estable a profundidades mayores a 1,500 metros. No obstante, el lajeamiento de la roca o el desconchamiento de la misma por deformación elástica puede ser encontrado en áreas de altos esfuerzos naturales. De la misma manera, si son encontrados basaltos columnares fisurados u otra roca que fluya, podrán existir algunos problemas de estabilidad. (foto 3.6)

Túneles sin revestimiento en rocas sedimentarias masivas y depósitos no fisurados, tales como calizas y dolomitas, pueden ser estables a profundidades de 1,500 metros; pero a profundidades mucho menores, donde la roca es porosa y de menor resistencia, no es así. Estas rocas, tales como yeso o sal de roca, a veces contienen cavernas de disolución, sumideros o fisuras ampliadas por solución, que causarán problemas si éstas son interceptadas por el túnel. (foto 3.7)

Un gran número de rocas metamórficas son anisotrópicas y laminadas. Por ejemplo, en un túnel no soportado, en una roca horizontalmente laminada, el techo tiende a romperse en un plano de estratificación, y a caer cuando la viga resultante falle. Manteniendo constante lo demás pero con una laminación vertical y perpendicular al eje del túnel, el techo tenderá a ser estable. Las rocas metamórficas, tales como cuarcita, gneiss y mármol, generalmente tienen una resistencia intacta, tal, que un túnel no revestido en depósitos masivos de estas rocas podrá ser estable a cualquier profundidad. Algunas otras rocas de este tipo, por ejemplo esquistos y algunos gneiss, exhiben propiedades fuertemente anisotrópicas, y su orientación con respecto al túnel debe ser considerada. Las cuarcitas son muy resistentes pero son frágiles. A grandes profundidades y en zonas de altos esfuerzos, podrán volverse importantes los problemas de lajeamiento o rocas explosivas.

Donde sea posible, es teóricamente deseable el seleccionar la geometría que presente los menores esfuerzos en la periferia del túnel o cualquier otra obra subterránea. (figs. 3.17 y 3.18)

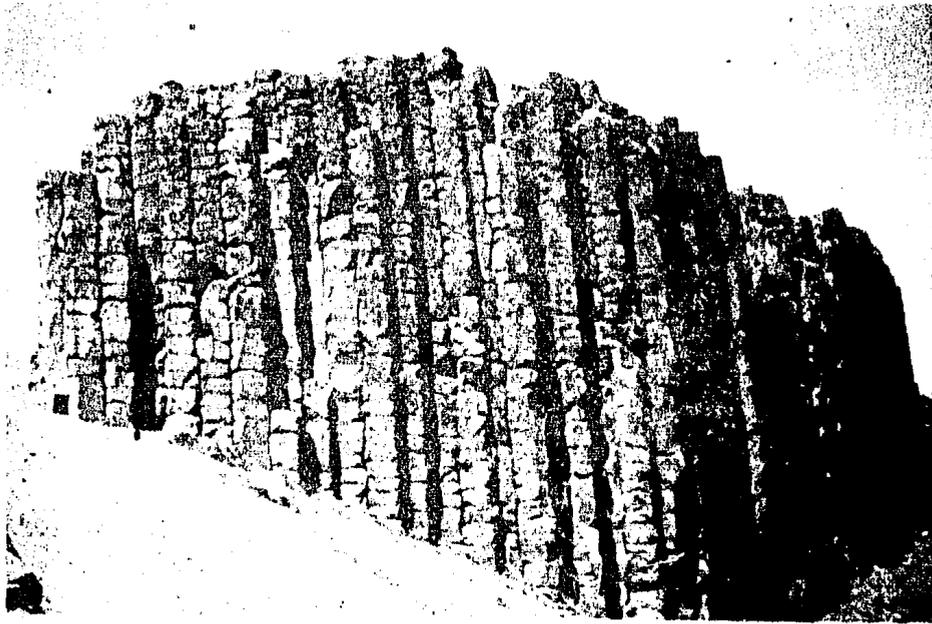
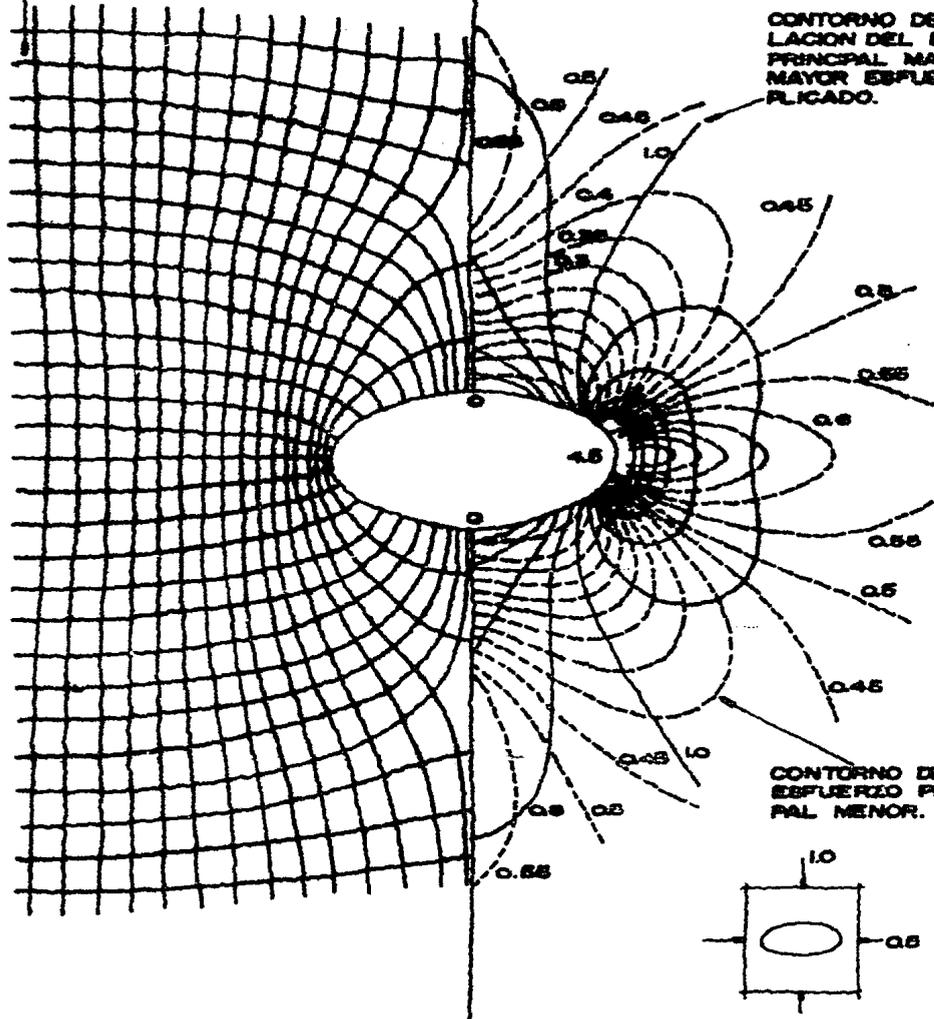


FOTO 3.6 Basaltos columnares de Antrim, Irlanda. (ref: 22)



FOTO 3.7 Nichos de disgregación y estructuras alveolares en areniscas de Budleigh Salterton, Gran Bretaña. (ref. 22)

TRAYECTORIAS DE LOS ESFUERZOS PRINCIPALES.



CONTORNO DE LA RELACION DEL ESFUERZO PRINCIPAL MAYOR AL MAYOR ESFUERZO APLICADO.

CONTORNO DEL ESFUERZO PRINCIPAL MENOR.

FIGURA 3.17

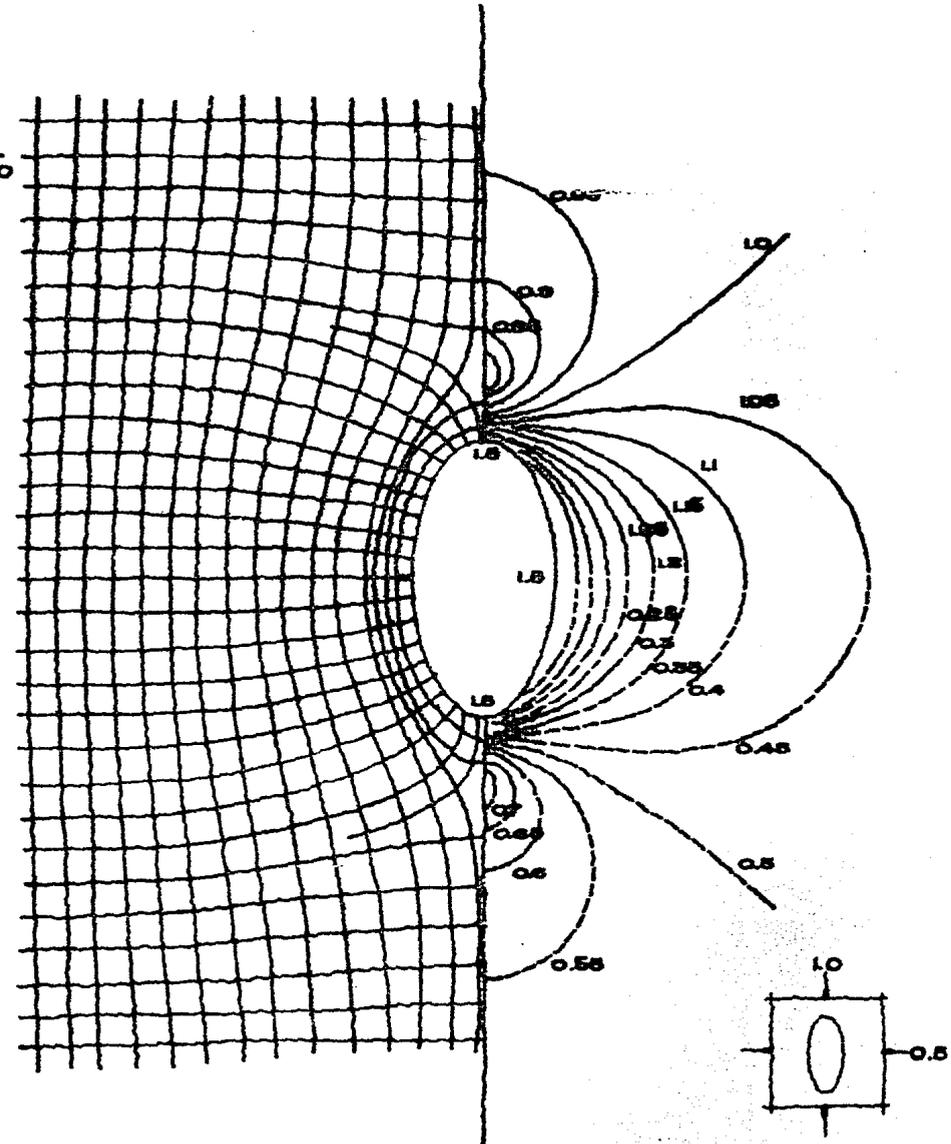


FIGURA 3.18

ESFUERZOS ALREDEDOR DE ABERTURAS SENCILLAS.

### 3.1.3.6 INFLUENCIA DE LA GEOLOGIA ESTRUCTURAL.

Todas las masas de roca poseen juntas de alguna extensión; - es frecuente el encontrar dos o tres familias en la construcción de una excavación subterránea, siendo algunas de ellas las que gobiernen el comportamiento del macizo. En rocas sedimentarias una familia de juntas es frecuentemente paralela a la estratificación y, en rocas metamórficas, una familia es a menudo paralela o subparalela a las superficies de foliación.

Tres son los factores que determinan en mayor grado el efecto de las juntas en la estabilidad del túnel: 1.- la orientación de las superficies de las juntas con respecto a la dirección -- del túnel; 2.- el espaciamiento de las juntas; 3.- las características de las superficies de junteamiento (espesor, rugosidad, alteración o rellenos blandos y mineralización secundaria de -- cuarzo, calcita, yeso, etc., produciendo cicatrización de las - juntas).

### 3.1.3.7 INFLUENCIA DE LAS CONDICIONES DE ESFUERZO INICIAL.

En casi todos los análisis tuneleros, el esfuerzo vertical - in situ, en cualquier punto dado, es supuesto como igual a  $\gamma h$ , el peso de la sobrecarga en ese punto. Además, el esfuerzo horizontal es, a menudo, tomado como  $k\gamma h$  con  $k$  asumido igual a uno, aunque se disponga de mayor y mejor información al respecto.

Los verdaderos valores de estas fuerzas son sumamente importantes por las siguientes razones: 1.- la estabilidad de una abertura en un medio continuo esta controlada por la relación -- del esfuerzo vertical y la resistencia a la compresión no confinada del material y; 2.- teóricamente la abertura más estable - es una elipse cuyo eje mayor esté orientado en forma paralela al esfuerzo máximo in situ. (figs. 3.17 y 3.18)

La figura 3.10 muestra la dependencia de  $k$  de los esfuerzos tangenciales en la corona o plantilla y en las paredes de una - abertura circular en un medio elástico y continuo.

Para el valor promedio de  $k=1$  los esfuerzos tangenciales en la corona o plantilla y en las paredes son dos veces el esfuerzo vertical. Variaciones razonables de  $k$ , digamos de  $1/3$  a  $3$ , traen como consecuencia esfuerzos tangenciales en la corona de cero a

ocho veces el esfuerzo vertical, respectivamente. En las paredes, una variación similar de  $k$  resulta en esfuerzos tangenciales de 2.7 a cero veces el esfuerzo vertical. Así, la variación de  $k$  tiene efectos más pronunciados en la corona y plantilla -- que en las paredes.

## 4.- TRATAMIENTO DE MACIZOS ROCOSOS.

### 4.1 INTRODUCCION.

A continuación, en este capítulo, se presentan los métodos más utilizados en el tratamiento de los macizos rocosos.

El objetivo del tratamiento es variado, pero fundamentalmente se trata de incrementar la resistencia, disminuir la deformabilidad y permeabilidad de las masas de roca en estudio.

Para la realización de estos objetivos, en la actualidad, se cuentan con multitud de tratamientos, entre los que destacan.

ANCLAS Y BULONES: Estos tipos de anclaje pueden ser de tensión o de fricción, contando con los tendones como caso particular de las anclas de tensión.

CONCRETO: Este material pétreo, creado por el hombre, puede ser utilizado en su forma simple o con refuerzo estructural, esto, en función de las sollicitaciones externas. Además, en los últimos años, se ha desarrollado aceleradamente la aplicación del concreto lanzado como soporte estructural y como medio eficaz para combatir la erosión en las masas de roca por lo que su utilización se ha incrementado.

DRENAJE: El medio de mayor eficacia en la estabilización de laderas con problemas de flujo de agua.

INYECCIONES: Consolidan e impermeabilizan a los macizos.

MARCOS: Estos pueden ser de madera o de acero, prefiriéndose los segundos en la práctica de la ingeniería civil. En los últimos años su utilización se ha visto disminuida a causa del surgimiento de nuevos materiales de soporte, por ejemplo, el concreto lanzado.

MALLAS: Electrosoldadas o eslabonadas crean una distribución más uniforme y favorable de las cargas de roca entre el medio y el concreto lanzado. Además, proporcionan a éste último mayor resistencia a la tensión.

MODIFICACION DE GEOMETRIA: Tiende a evitar concentraciones excesivas de esfuerzos en excavaciones subterráneas, mientras que, en excavaciones a cielo abierto incrementa, en la mayoría de los casos, el factor de seguridad contra la falla.

Inmediatamente después de este breve esbozo de los tratamientos a los que las masas de roca pueden ser sujetas, se tratarán cada uno de los incisos anteriormente planteados.

## 4.2 ANCLAS.

Al ancla se le puede definir como un sostenimiento activo, ya que realiza su misión mejorando las características resistentes de la roca.

### 4.2.1 ANCLAS DE TENSION.

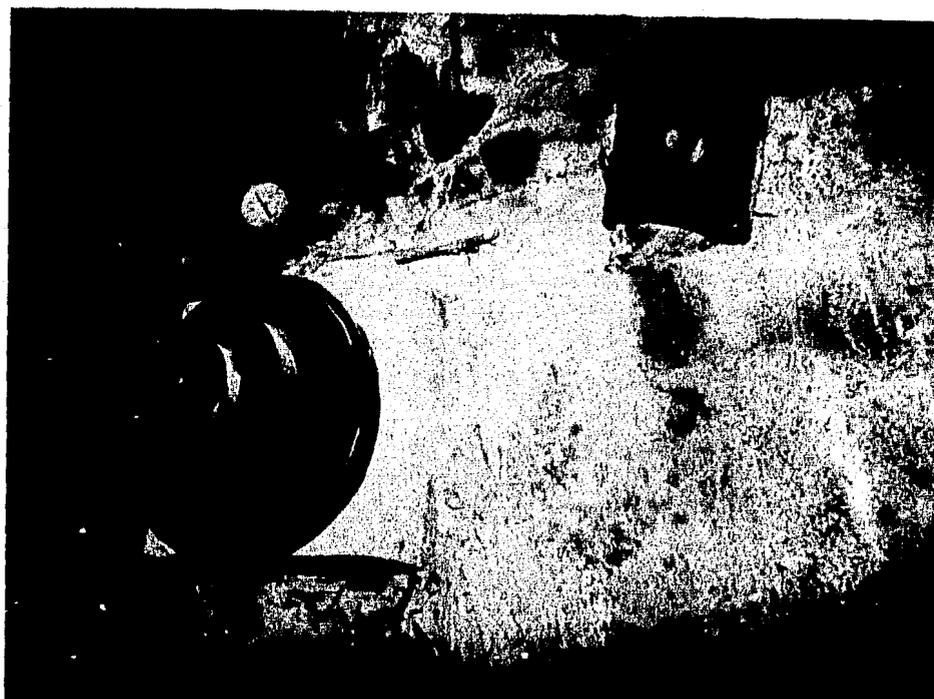
En esencia, este anclaje consiste en introducir en la masa rocosa una barra de un cuerpo resistente con el propósito de comprimir a la roca; de esto se deduce que el anclaje trabaja fundamentalmente a tensión, aunque también puede hacerlo a corte o flexión.

El ancla que se emplea en las masas de roca está constituida por una varilla de acero, lisa o corrugada, que penetra a través de un barreno. En la extremidad que permanece dentro del mismo se tiene una pieza que permite anclarla firmemente, mientras que, la otra extremidad se sujeta a una placa, produciendo



FOTO 4.1 Portal de entrada en el P.H "Santa Rosa", el cual ha sido tratado mediante enclas de tensión.

FOTO 4.2 Ancla de tensión instrumentada, colocada con el fin de medir la deformación de la masa rocosa en la zona de tableros del P.H "El Cracol".



un esfuerzo de compresión en la roca. Entre la extremidad opuesta y la placa se crea una tensión en el ancla, con el fin de que el sistema roca-ancla sea capaz de autosoportarse y soportar la correspondiente carga de roca, excepto cuando las anclas soportan fragmentos sueltos.

Las anclas deberán tomar la máxima ventaja de la resistencia natural de la roca y, así, ayudarla a soportarse por sí misma.

En algunas ocasiones los esfuerzos in situ son tan grandes como para que la roca fluya plásticamente. Inicialmente, las anclas no deben ser capaces de resistir este flujo plástico. Conforme la zona plástica incrementa su tamaño, el esfuerzo interior requerido para la estabilización decrece. Así, en algunos puntos las anclas pueden aplicar este esfuerzo, y estabilizar la abertura. Ningún otro movimiento, rotación o pérdida del esfuerzo normal, en superficies potenciales de deslizamiento, será permitido.

En el caso más general de roca fisurada, esté o no estratificada, las anclas se utilizan para reforzar la roca y producir los siguientes efectos:

a) Gracias a la tensión en las anclas, se crea una zona de compresión en el túnel.

b) El anclaje crea un esfuerzo de compresión, actuando en ángulo recto a la dirección de las anclas de roca. Este se produce por la acción combinada de la tensión del ancla y la acción de cuña del anclaje. En esta forma, el material comprimido se expande lentamente, y una compresión actúa en ángulo recto respecto de la dirección de las anclas de roca.

c) La sección transversal se contrae, es decir, la roca tiene de moverse hacia la excavación, sobre todo si las anclas se colocan inmediatamente después de la voladura.

La resistencia de un ancla en roca está en función de su longitud de anclaje, y se considera competente si la tensión aplicada puede llegar al límite elástico del acero.

Por otra parte, se considera que un ancla ha fallado si no tiene la capacidad de producir la tensión en la misma, para continuar el deslizamiento del anclaje.

El nivel de desarrollo del estudio de este sistema de soporte no ha alcanzado el nivel apropiado para poder hablar de un sistema de diseño. Por tanto, sería prudente decir que los sistemas de anclaje se seleccionan. Los métodos más comunes para la selección del anclaje son agrupados en tres categorías: experiencia, soporte de roca y reforzamiento de la roca.

Para un proyecto dado, es necesario considerar todos los modos posibles de comportamiento o mecanismos que pueden ocurrir. Posteriormente, se aplicarán uno o más de los métodos, y se utiliza el caso más desfavorable como base para la selección de las anclas.

SELECCION BASADA EN LA EXPERIENCIA: La experiencia prové de reglas o guías que frecuentemente resultan en un razonable sistema de anclaje. Por ejemplo, se recomienda que:

$$L = (1/3 \text{ a } 1/2)B$$

$$S = 1.50 \text{ a } 2.50 \text{ metros.}$$

donde:

L=longitud del ancla; B=ancho del túnel y S=espaciamiento de las anclas.

SELECCION BASADA EN EL SOPORTE DE ROCA: Para este caso, la abertura se considera básicamente estable, pero es posible que un bloque o estrato fisurado caiga del techo del túnel, o que el costado de la pared se lajee localmente. El tamaño, tipo y patrón de anclaje es seleccionado a criterio, basándose en la información geológica disponible y en la experiencia bajo condiciones similares.

Las anclas a colocar en una roca horizontalmente estratificada son seleccionadas y espaciadas, de tal manera que la resistencia combinada de diseño sea igual al peso muerto de la sección del estrato que tiende a caer. Estas serán lo bastante largas para asegurar su adecuado anclaje en un estrato más profundo, confinado y resistente.

Para sujetar bloques fisurados la selección es similar, excepto que se requiere más experiencia y juicio para seleccionar el tamaño, localización y orientación del bloque fisurado potencialmente inestable.

SELECCION BASADA EN EL REFORZAMIENTO DE LA ROCA: Por medio de este criterio se pretende confinar a la roca, de tal manera que se vuelva una parte de la estructura total.

Incluidos en este criterio están los conceptos de formación de viga, arco y la hipótesis de Mohr-Coulomb de resistencia al corte.

El criterio de formación de viga asume que el ancla puede -- ser diseñada para formar una viga autosoportante de estratos ad yacentes, en lugar de estar simplemente soportando un estrato cedente. Las anclas son asumidas para incrementar la fricción y, por consiguiente, el cortante horizontal entre los estratos, for zándolos, así, a trabajar como una viga.

Como se muestra en la figura 4.1a, la zona de la roca, por efecto del anclaje y tensado de las anclas, se convierte en una roca per nada, y la colocación de canales bajo las placas de apo yo de las anclas lleva al concepto de una trabe compuesta o losa, con una canal de acero actuando con la componente de tensión. Esto se puede apreciar en la figura 4.1b.

La trabe o losa tiende a actuar parcialmente cuando sus extre midades están fijas con anclas inclinadas cerca de sus apoyos. Esto hará que su efectividad aumente, figura 4.1c.

En un túnel que es capaz de autosoportarse, la condición estable en el techo es frecuentemente observada debido a un arco. Este arco, por lo general, no corresponde a la forma originalmen te excavada, y se forma por una fisura progresiva en la roca. - Reforzando la roca con anclas, estas fisuras se detendrán y ori gi narán la formación de un arco estable de la forma original de la excavación.

En los casos en los que existen juntas o grietas permanentes, bien definidas, se requiere el uso de anclas largas y algunas - anclas cortas (bulones); estas últimas se colocan entre las pri meras, produciendo una zona delgada, pero muy reforzada, cerca de la superficie. Con ésto se cierran las grietas y se comprimen los fragmentos de roca, figura 4.2.

La hipótesis de Mohr-Coulomb de resistencia al corte, está - basada en la aplicación de la condición de cedencia o falla a -

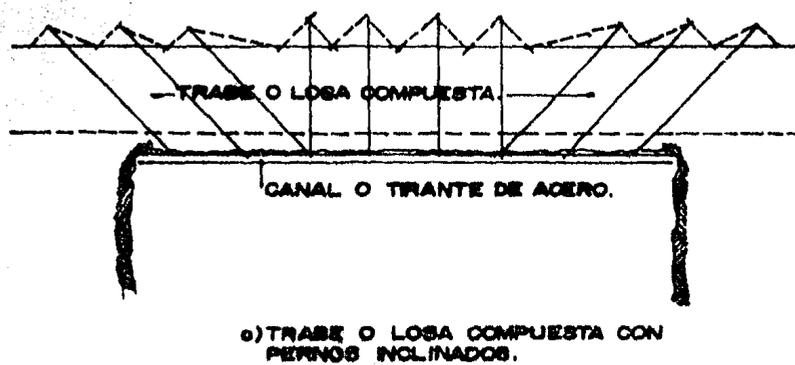
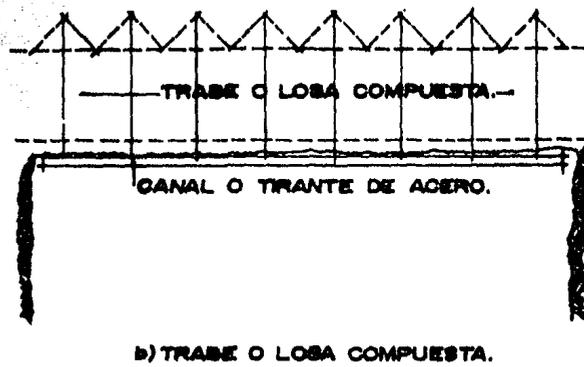
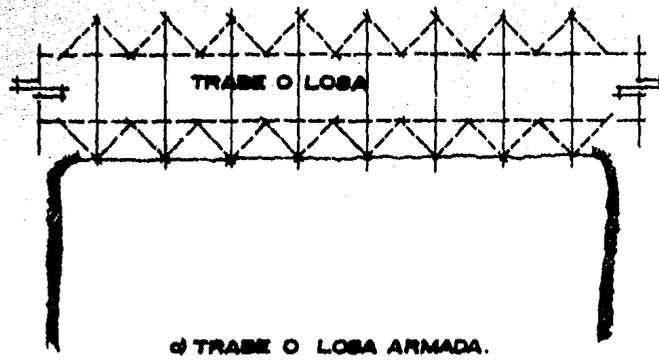
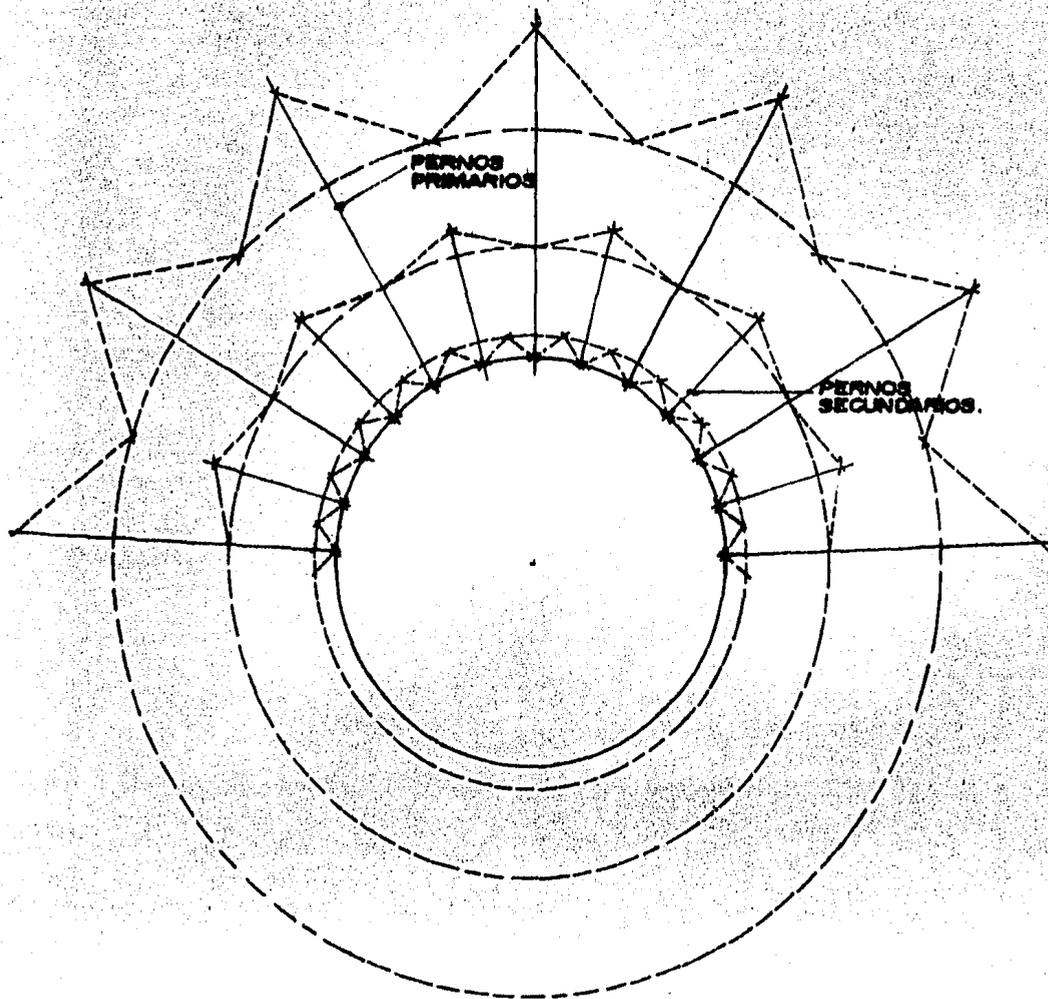


FIGURA 4.1 FORMACION DE VIGAS O LOSAS.



**FIGURA 4.2 COMBINACION DE PERNOS PARA LA FORMACION DE UNA ZONA REFORZADA EN LA SUPERFICIE DEL TUNEL.**

la roca:

$$\sigma_e = q_u + \sigma_r N_\phi \quad N_\phi = (1 - \text{sen}\phi) / (1 + \text{sen}\phi)$$

donde:

$\sigma_e$  = esfuerzo paralelo a la roca;  $\sigma_r$  = esfuerzo normal a la pared del túnel y  $q_u$  = resistencia a la compresión no confinada.

Cerca de la pared del túnel  $\sigma_r$  es usualmente igual a cero, pero las anclas pueden ser utilizadas para aplicar un esfuerzo normal a la pared del túnel e incrementarlo a valores distintos de cero. Si la resistencia a la compresión no confinada es comparativamente baja, la resistencia adicional, obtenida con el segundo sumando puede ser muy significativa. En esta teoría el efecto del ancla es idéntico al efecto de un revestimiento interno que ejerce una presión uniforme en las paredes del túnel.

En lo que respecta a las excavaciones a cielo abierto, las anclas son utilizadas como uno de los medios más eficaces para la estabilidad de bloques o cuñas de roca, ya que incrementan la fuerza friccionante entre la base, del bloque o cuña, y el plano o planos de deslizamiento.

Mediante el análisis vectorial aplicado al cálculo de estabilidad de taludes en roca, o por medio del método estereográfico, se puede cuantificar la magnitud y dirección del anclaje óptimo. En el primer caso, la dirección del anclaje óptimo es contraria a la fuerza tangencial movilizadora.

Por último, el objetivo primordial del reforzamiento, en la forma de anclas, instaladas para prevenir el volcamiento, es el de atar las columnas de roca, para formar bloques o columnas más robustas. Es particularmente importante, que la "clave", que previene al frente del talud del movimiento, sea identificada y fuertemente anclada, puesto que la pérdida de la acción restrictiva de este bloque iniciará un proceso de falla progresivo en el talud.

#### 4.2.1 ANCLAJE PUNTUAL

En este tipo de anclajes el elemento de sostenimiento es un sistema mecánico situado siempre en el extremo interior del ancla.

Las características comunes de estos tipos de anclaje son:

Sensibilidad al diámetro del taladro: Dado que el anclaje se consigue por la acción de un sistema mecánico sobre las paredes del taladro el diámetro de éste debe ser estrictamente controlado puesto que una ligera disminución del mismo decreta significativamente las características resistentes.

Importancia de la placa base: En estos tipos de anclas el anclaje es imposible sin que actúe la placa base y al colocarla es prácticamente necesaria ponerla en carga mediante una llave de apriete.

Flexibilidad: Estas anclas son muy deformables, puesto que el incremento en su longitud es debido a la barra, la cual al ser de acero admite alargamientos repartidos del orden del 10 %. Esto hace que estas anclas sean apropiadas para sostener terrenos demasiado deformables.

#### 4.2.1.1 ANCLAS DE EXPANSION.

El sistema de anclaje, de las anclas de expansión, se basa en el principio que se ilustra en la figura 4.3.b, produciéndose el anclaje al penetrar una cuña entre varias piezas móviles llamadas conchas que constituyen la cabeza del anclaje.

Estas anclas se utilizan con profusión debido a las siguientes ventajas:

Recuperabilidad ya que con sólo aflojar la tuerca que sujeta la placa base el ancla pierde la tensión y, si no está excesivamente deformada, puede recuperarse fácilmente.

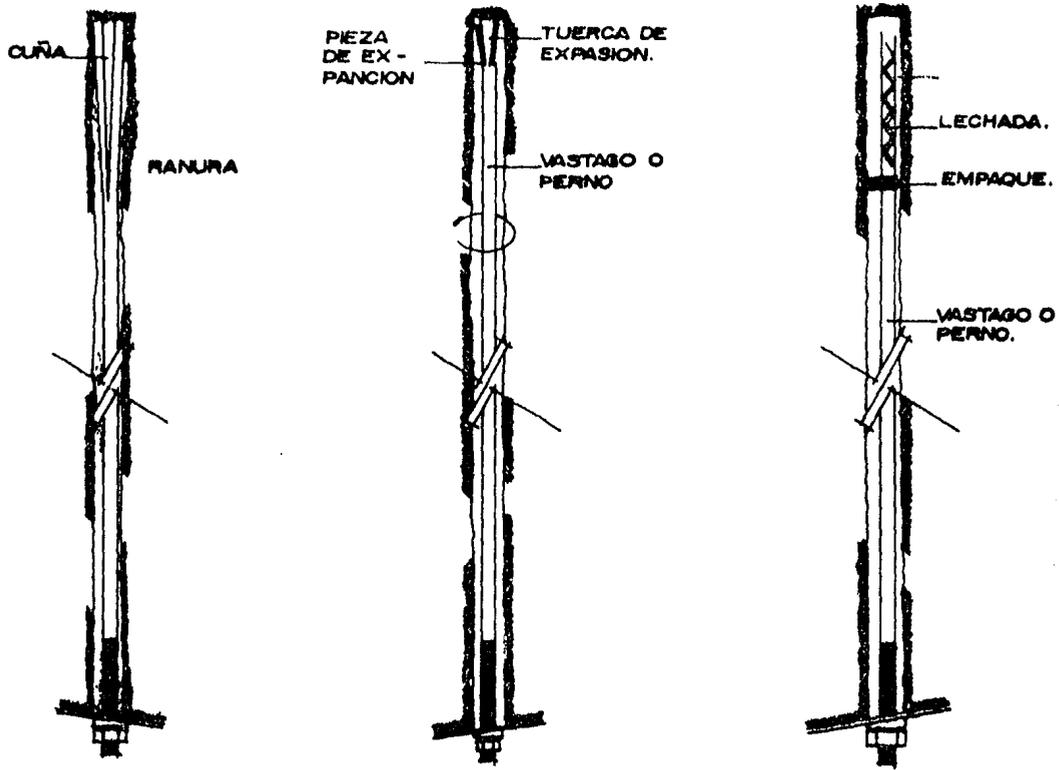
Mecanización, la colocación del ancla de expansión solo exige una rotación por lo cual puede mecanizarse fácilmente.

Independencia de la longitud del barrenado para conseguir el anclaje del ancla.

Seguridad pues las conchas de expansión presentan una mayor superficie de anclaje que las otras anclas, por otro lado son menos sensibles a las variaciones del diámetro del barrenado.

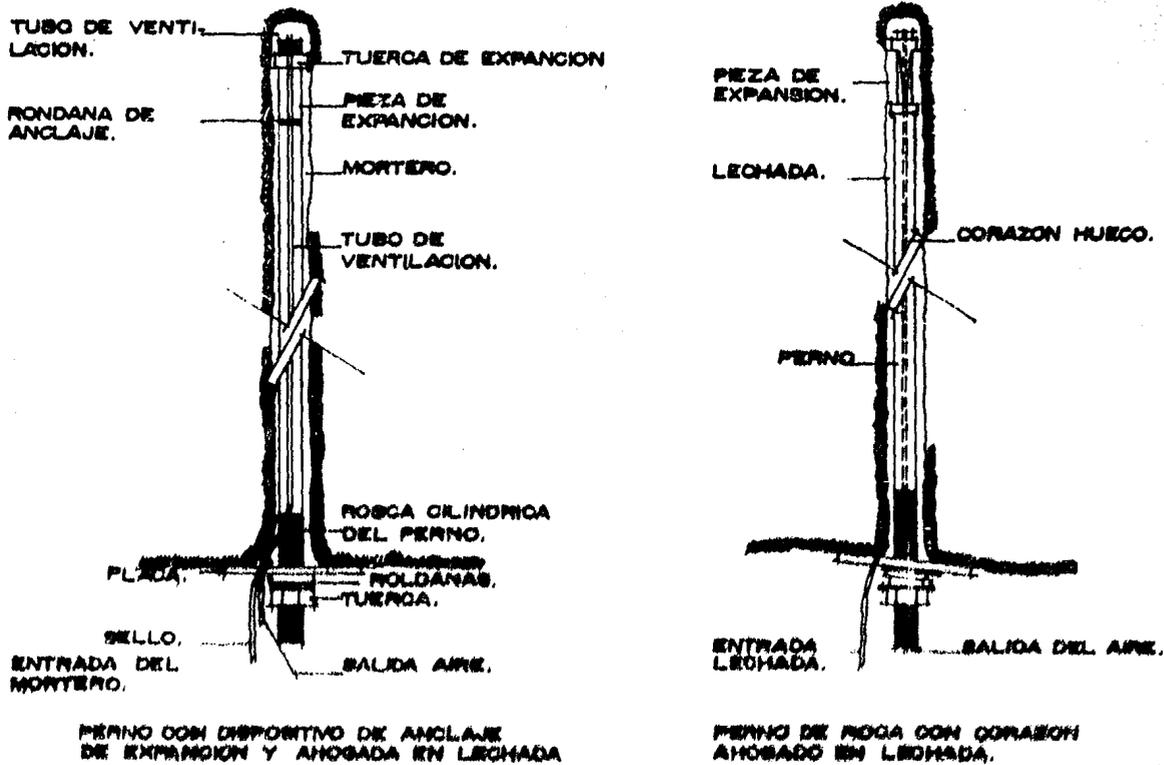
Las anclas de expansión tienen algunas desventajas que limitan su utilización:

a) La tensión que pueden soportar apenas llega a las 12t, salvo casos especiales.



a) PERNO DE CUÑA. b) PERNO DE CONCHA DE EXPANSION. c) PERNO AHOGADO EN LECHADA.

FIGURA 4.3 TIPOS DE PERNO EN ROCA.



PERNO CON DISPOSITIVO DE ANCLAJE DE EXPANSION Y AHOGADO EN LECHADA

PERNO DE ROCA CON CORAZON AHOGADO EN LECHADA.

FIGURA 4.5 TIPOS DE PERNO DE EXPANSION AHOGADO EN LECHADA.

b) El paso del tiempo provoca una fuerte caída en la tensión del ancla, por lo que es necesario realizar programas de mantenimiento en zonas ancladas, con el fin de verificar que la tensión en ellas sea la de diseño. Dado que la roca se deforma o mueve, puede perderse esta tensión por lo que deben de retensarse periódicamente.

c) La placa base tiene una importancia esencial y si desaparece deja de existir el anclaje.

#### 4.2.1.2 TENDONES.

Los tendones son anclas de tensión que se utilizan para dar confinamiento a las columnas, masas de roca, en excavaciones subterráneas.

Una aplicación práctica de este sistema de soporte se tiene, por ejemplo, en los túneles de desfogue en el P.H. El Caracol. Al salir de las tres turbinas, los túneles, excavados dentro de la montaña, dejan entre sí un medio sumamente debilitado, el cual deberá ver incrementadas sus características resistentes, con el fin de que su comportamiento sea adecuado durante la vida útil del proyecto.

Puesto que los rasgos estructurales: fallas, intrusiones ígneas, diaclasas, pliegues, etc., son sumamente frecuentes en esta zona, los tendones son el elemento más propicio para que las columnas de roca no sufran deformaciones o pérdida de confinamiento durante la construcción de los túneles de desfogue.

Este tipo de anclas atraviesa la masa de roca, de la pared de un túnel a la pared del otro, y es tensado en el lado opuesto a donde ha sido colocado un muerto de concreto, con lo que se logra dar características favorables de resistencia, deformabilidad y permeabilidad al medio en tratamiento. (fig. 4.4 )

#### 4.2.2 ANCLAS DE FRICCIÓN.

Uno de los inconvenientes de las anclas de expansión es que no pueden ser empleadas en masas rocosas poco competentes, además de que, la carga que soporta es, en general, mucho menor que la propia resistencia del acero de la barra. Esta diferencia ha sido superada por las anclas de fricción, en las que el anclaje se consigue mediante el fraguado de un mortero que rellena el espa-

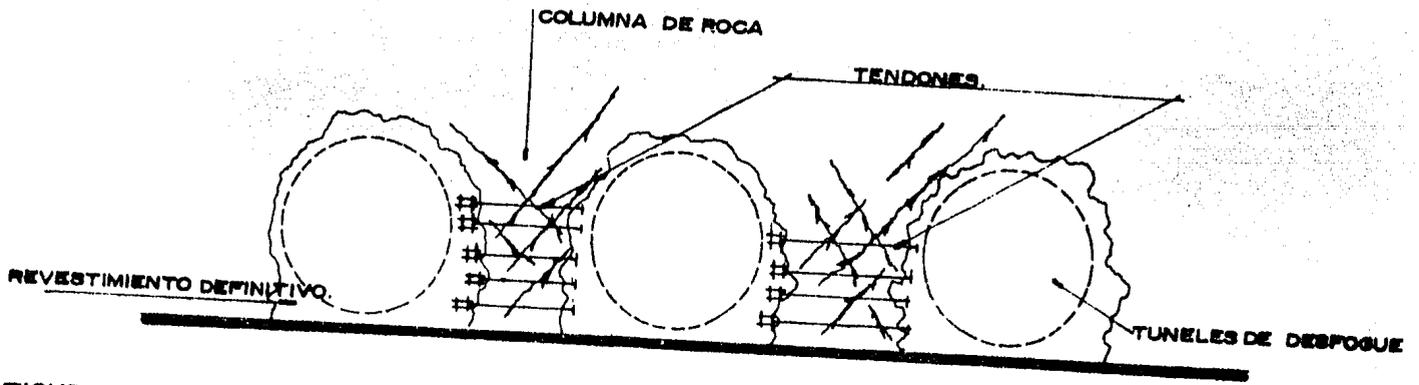


FIGURA 4.4 TENDONES.

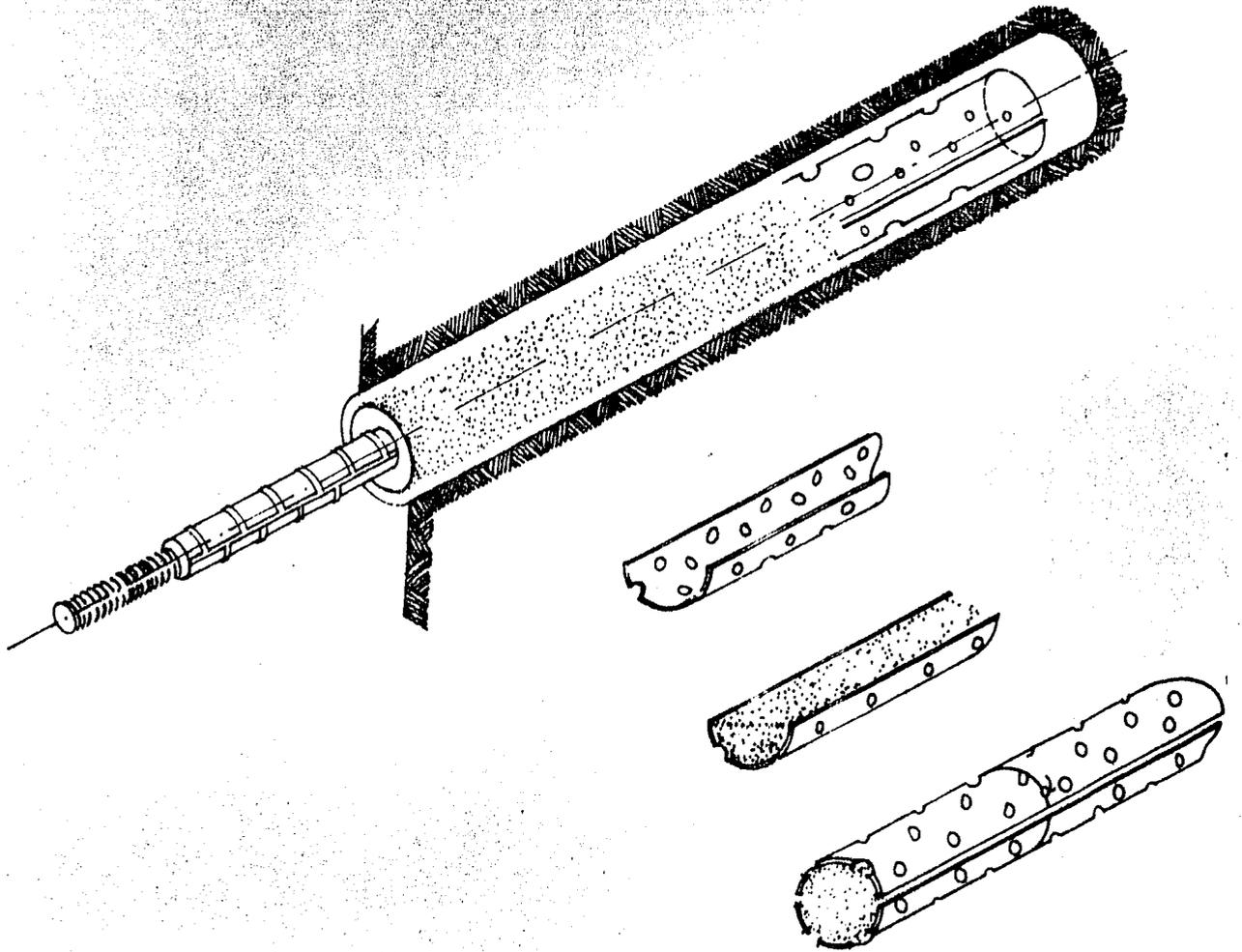


FIGURA 4.6 SISTEMA PERFO PARA ANCLAS DE FRICCION.

consigue mediante el fraguado de un mortero que rellena el espacio anular libre entre el ancla y las paredes del barreno. El mortero puede estar constituido por una mezcla de arena con cemento o de arena con resinas sintéticas. Además, se puede decir, que los inconvenientes principales de las anclas de fricción radican en su rigidez, que en algunas ocasiones, las puede hacer inadecuadas, y en la imposibilidad de recuperarlas.

Como ventajas respecto a las anclas de expansión se pueden señalar las siguientes:

Posibilidad de anclaje en terrenos fracturados pues aunque sea necesario emplear mayor cantidad de mortero, la viscosidad de éste hace imposible que se escape por las fracturas.

Persistencia del anclaje con el tiempo, los morteros utilizados son absolutamente inertes y por lo tanto muy estables a lo largo del tiempo sin que se haya podido medir una caída de tensión, en este tipo de anclas.

Independencia de la placa base que con el anclaje por fricción pasa a desempeñar un papel secundario, ya que aunque desaparezca se sigue ejerciendo un efecto de anclaje importante.

Disminución del movimiento relativo de los estratos dado que el anclaje se realiza a lo largo del barreno se consigue una cierta solidarización de los distintos estratos del techo, dificultando sus movimientos, con lo cual se aumentan sus características resistentes.

Las resinas actualmente utilizadas son poliéstirenos ya que las epoxy, aunque de excelentes propiedades mecánicas, son demasiado caras y los poliuretanos y similares poseen características mecánicas débiles.

En lo referente a morteros de cemento existen dos variantes diferenciadas que se exponen a continuación:

METODO INYECTO: Una vez realizado el taldro en la roca, éste se rellena con un mortero de cemento por medio de una bomba mecánica que permite la inyección y que, sin embargo, retiene el mortero conforme se muestra en la figura 4.5.

Este tapón está formado por una lámina de acero provista de unas placas que trabajan de forma similar a un diafragma. Una vez

inyectado el mortero se introduce una barra de acero, corrugada o lisa, dentro del barreno.

Para facilitar la salida del aire del barreno, previamente a la introducción del mortero, se coloca un tubita de plástico en el fondo de la perforación.

METODO PERFO: Este método es totalmente distinto al anterior, sin duda es más caro pero es mucho más versátil ya que se elimina el sistema de inyección del mortero. Para colocar el mortero se utilizan dos semicilindros de chapa que, una vez rellenos de mortero, se introducen en el taladro y, posteriormente, a través de él el perno. (fig. 4.6 )

### 4.3 CONCRETO.

El concreto es un material pétreo, artificial, obtenido de la mezcla, en proporciones determinadas, de cemento, agregados y agua. El cemento y el agua forman una pasta que rodea a los agregados, constituyendo un material heterogéneo. Algunas veces se añaden ciertas sustancias, llamados aditivos o adicionantes, que mejoran o modifican algunas de las propiedades del concreto.

El concreto simple, sin refuerzo, es resistente a la compresión, pero es débil a la tensión, lo que limita su aplicabilidad como material estructural. Para resistir tensiones, colocado en las zonas en las que se prevé que se desarrollarán tensiones bajo las sollicitaciones de servicio. El acero restringe el desarrollo de las grietas originadas por la poca resistencia a la tensión del concreto.

El uso de refuerzo no se restringe a la finalidad anterior. También se emplea en zonas de compresión para aumentar la resistencia del elemento reforzado, para reducir las deformaciones debidas a cargas de larga duración y para proporcionar confinamiento lateral al concreto, lo que indirectamente incrementa su resistencia a la compresión.

#### 4.3.1 CONCRETO REFORZADO.

Este tipo de concreto se emplea en el tratamiento de macizos

rocosos como revestimiento definitivo en excavaciones subterráneas. (fotos 4.3 y 4.4)

Para dimensionar estructuras de concreto reforzado es necesario utilizar métodos que permitan combinar en forma racional y económica el concreto simple y el acero, de tal manera que se aprovechen las características especiales de cada uno de ellos. Esto implica el conocimiento de estas características, pero debido a que el tratamiento de las mismas no las contemplan los objetivos de este trabajo, el lector interesado en ellas podrá recurrir a la bibliografía existente sobre el tema. (ref. 9)

Como anteriormente se comentó, el concreto reforzado es utilizado como revestimiento, por lo que, es de suma importancia conocer en qué medida deberá ser utilizado en la excavación. Para ello es necesario determinar las sollicitaciones a las que la excavación estará sujeta, elementos mecánicos actuantes, para que por medio del revestimiento, elementos mecánicos resistentes, sean satisfactoriamente satisfechas.

Para la determinación de los elementos mecánicos actuantes se podría pensar que si el revestimiento fuera infinitamente flexible se contaría con una interacción total con el terreno, donde no se producirían momentos flexionantes sino sólo esfuerzos normales y la excavación del terreno produciría unos desplazamientos en el mismo sentido que se igualarían a las presiones actuantes. En el extremo opuesto, si el revestimiento fuera infinitamente rígido, puede suponerse que no habría ninguna interacción suelo-estructura, y podría dimensionarse para un conjunto dado de cargas exteriores.

En este caso, la excavación del terreno dentro del túnel no inducirá deformaciones del revestimiento y, por consiguiente, -- efecto sobre la roca circundante. De forma aproximada, si se supone un túnel circular, el valor medio del esfuerzo normal sería (Peck, 1969):

$$N = \frac{1}{2}(1 + K_0) \gamma HR$$

y los momentos en claves y paredes:

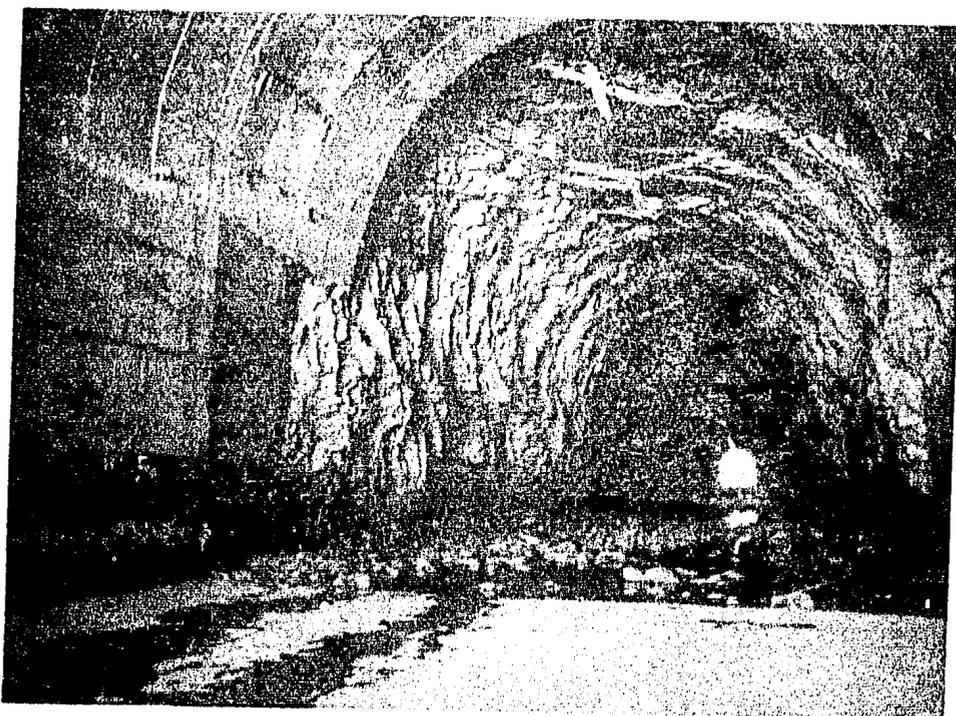


FOTO 4.3 Túnel de desvío en el P.H. "El Caracol", en primer plano, revestimiento de concreto reforzado.



FOTO 4.4 Casa de máquinas, en proceso de construcción, del P.H. "El Caracol", en donde se puede apreciar la bóveda de concreto reforzado y las preparaciones para los rieles de la grúa viajera.

$$|M_c| = |M_p| = \frac{1}{4}(K_0 - 1) \gamma HR^2$$

donde  $\gamma$  es la densidad del terreno,  $H$  la profundidad del centro del túnel,  $R$  radio del mismo y  $K_0$  el coeficiente de empuje al reposo.

Pero todos los revestimientos tienen una rigidez intermedia, que aunada a la de la roca controlan las deformaciones y producen una redistribución y disminución de momentos. En los estudios de Burns y Richard (1964) y Hoeg (1968) la rigidez relativa del revestimiento y la roca se introducen mediante los parámetros, denominados razones de compresibilidad y flexibilidad, las cuales se definen como:

$$C = \frac{\frac{E}{(1+\nu)(1-2\nu)}}{\frac{E_r t}{(1-\nu_r^2) R}} \quad F = \frac{\frac{E}{1+\nu}}{\frac{6E_r I_r}{(1-\nu_r^2) R^3}}$$

siendo  $E$  y  $E_r$  los módulos de elasticidad de la roca y el revestimiento,  $\nu$  y  $\nu_r$  los módulos de Poisson de la roca y el revestimiento,  $I_r$  el momento de inercia de la sección del revestimiento,  $t$  el espesor y  $R$  el radio del túnel.

Los momentos que se producen son funciones de  $F$  y  $K_0$ , mientras que los esfuerzos normales lo son de  $C$  y  $K_0$ , siendo sus soluciones válidas para túneles profundamente enterrados:

$$N_c, N_p = \left( \frac{1}{2}(1+K_0)b_1 \pm \frac{1}{3}(1-K_0)b_2 \right) \gamma HR$$

$$M_c, M_p = \pm \frac{1}{6}(1-K_0)b_2 \gamma HR^2$$

donde:

$$b_1 = 1 - a_1 \quad ; \quad b_2 = 1 + 3a_2 - 4a_3 \quad ; \quad a_1 = \frac{(1-2\nu)(C-1)}{1+(1-2\nu)C}$$

$$a_2 = \frac{1+2F-2\nu}{5+2F-6\nu} \quad ; \quad a_3 = \frac{2F-1}{5+2F-6\nu}$$

si se admite el contacto perfectamente liso, y

$$a_2 = \frac{(1-2)(1-C)F - 0.5(1-2)^2 C + 2}{a_4}$$

$$a_3 = (1 + (1-2)C)F - 0.5(1-2)C - 2$$

siendo  $a_4 = (3-2 + (1-2)C)F + (\frac{5}{2} - 8 + 6^2)C + 6 - 8$

si se supone el contacto perfectamente rugoso.

Habría que hacer notar que en todos estos casos se admite que el revestimiento actúa como si estuviera colocado antes de la ejecución del túnel, puesto que se admite que el estado primario del macizo no se modifica.

En lo que respecta a los momentos mecánicos resistentes, éstos se diseñarán de acuerdo a las especificaciones dadas en el RDF o en el ACI, prefiriéndose las primeras para esta aplicación.

El cálculo del momento de inercia de la sección del revestimiento se hará a base de dovelas: de un metro de ancho, en metro de espesor y peralte variable. Así se tiene:

$$I_r = \frac{bh^3}{12}$$

siendo  $b=100\text{cm}$

$$M_r = F_r q f_c'' (1 - 0.5q) d^2$$

donde  $q = \frac{p f_y}{f_c''}$  ;  $F_r = 0.9$

$$p_{\max} = \left( \frac{f_c'' \times 4800}{f_y (f_y + 6000)} \right) 0.75$$

$$p_{\min} = \frac{0.7(f_c'')^{1/2}}{f_y}$$

$$A_s = pbd$$

Finalmente, por medio del auxilio de la sección transformada, se convertirá el área de acero en área de concreto, revisándose que el revestimiento pase por deformación del túnel. Esto mediante el programa de interacción roca-soporte, presentado en el anexo B de este trabajo. En él el peralte obtenido está representado por medio del espesor del concreto hidráulico.

#### 4.3.2 CONCRETO LANZADO.

Para uso general, la palabra concreto lanzado ha venido a sig-

nificar cualquier forma de aplicación neumática de mortero o concreto. La gunita, o mortero neumáticamente aplicado, fue la primera forma de concreto lanzado. Esta ha sido utilizada para prevenir la alteración química o mecánica de las excavaciones subterráneas, o a cielo abierto, y ocasionalmente, como reforzamiento estructural.

El concreto lanzado con agregados mayores fue desarrollado -- desde los 50s, y fué primeramente utilizado como un material de soporte en túneles en Suiza en 1951.

Los soportes a base de marcos metálicos, los cuales son frecuentemente instalados de cuatro a diez horas después de una voladura, proveen sólo una resistencia discreta a las deformaciones de la pared del túnel; por lo que probablemente tendrán una interacción diferente con una masa de roca que un revestimiento de concreto lanzado, el cual es aplicado 20 minutos después de la voladura, y proporciona una resistencia más o menos continua a las deformaciones de la pared del túnel.

Por otra parte, el monto total de materiales requeridos para soporte, bajo una condición dada de tratamiento, es a menudo menor para el método de concreto lanzado que para los soportes -- convencionales a base de marcos metálicos.

Actualmente, quienes están a favor del uso de este método -- concuerdan en que es imposible, hasta el momento, realizar un análisis preciso del comportamiento del concreto lanzado; estando de acuerdo en que los factores establecidos por Alberts (1963, 1965) tienen una influencia significativa en el mismo, siendo -- estos los siguientes:

- 1) El concreto lanzado es forzado a penetrar en las juntas, fisuras, grietas e irregularidades propias de la superficie de la roca y, en esta forma, cumple la misma función aglomerante, -- como el mortero, en la superficie exterior de la roca.

- 2) El concreto lanzado contribuye a la disminución de la filtración de agua a través de juntas y grietas en la roca y así -- previene la tubificación de los materiales que rellenan la fisura y el deterioro de la roca, debido al agua y al aire.

- 3) La adhesión del concreto lanzado a la superficie de la ro-

ca, y su propia resistencia al corte, proporciona una resistencia considerable a la caída de los bloques de roca provenientes del techo del túnel.

4) Un revestimiento de concreto lanzado, de 15 a 25 centímetros de espesor, permite un soporte estructural, a modo de anillo cerrado o miembro fijo en forma de arco.

La ventaja del concreto lanzado es que proporciona una forma de soporte muy rápida a la totalidad de la periferia de un túnel construido con explosivos o por máquinas guiadas. En el momento de su aplicación, la resistencia del concreto lanzado es prácticamente nula. Así, la roca en este instante, deberá de soportarse por sí misma en un estado de equilibrio. Este estado puede ser inestable, por ejemplo, si la roca está sujeta a cambios pequeños en sus condiciones, sufriendo movimientos continuos con respecto a su posición original. Para tener éxito, el revestimiento de concreto lanzado deberá interactuar con la roca para prevenir tal movimiento.

A pesar de que el concreto lanzado es llamado soporte, su verdadera función es la de actuar como un medio auxiliar. Visto de otra manera, el propósito del concreto lanzado es el de mantener el equilibrio y la capacidad de auto soporte de la roca, más que, tratar de reemplazar o duplicar las propiedades de soporte de la misma.

Existen dos tipos básicos de concreto lanzado. El concreto lanzado a base de mezcla seca, que como su nombre lo indica, es mezclado en seco y el agua es añadida en el chiflón. El concreto lanzado a base de mezcla húmeda es mezclado como un concreto de bajo revenimiento, el cual es posteriormente bombeado al chiflón. En el caso de mezcla seca, se puede añadir a ésta un acelerante de fraguado, pero en el proceso húmedo, éste debe añadirse en el chiflón. El primer tipo de concreto es más satisfactorio y su uso está más generalizado.

El proceso de mezclado seco, que a continuación se describe, consiste en una serie de pasos que requieren de una planta especial:

1) Se mezcla perfectamente el cemento con la arena. Las pro--

porciones de los materiales que intervienen son variables; el cemento empleado es por lo general Portland Normal, aunque también se usan cementos de alta resistencia, de rápido endurecimiento o resistentes a la acción de los sulfatos, con diferentes arenas y gravas, ya sean naturales o artificiales.

2) La mezcla de cemento-arena se almacena en un recipiente mecánicamente presurizado por medio de aire, llamado lanzador.

3) La mezcla se introduce en una manguera de descarga por medio de una rueda alimentadora o distribuidor que está dentro del lanzador.

4) Este material se conduce por aire comprimido a través de la manguera de descarga a una boquilla especial. La boquilla está ajustada dentro de un múltiple perforado, a través del cual, se atomiza agua bajo presión, mezclándose con el chorro de cemento-arena.

5) El concreto húmedo sale de la boquilla proyectado a alta velocidad hacia la superficie de la roca.

Como anteriormente se señaló, el concreto lanzado a base de mezcla húmeda, consiste en mezclar conjuntamente agregados, cemento y agua de acuerdo a las especificaciones dadas. Dicha mezcla se conduce neumáticamente, a través de una manguera, para expulsarla finalmente por una boquilla.

Tiene la ventaja de que se lleva un control muy estricto de la relación agua-cemento (a/c) para fines de resistencia.

Por otra parte, los aditivos acelerantes no se pueden mezclar correctamente, por lo anteriormente expuesto, provocándose antes de la expulsión una mezcla imperfecta entre el aditivo y el concreto fresco. Además, en las excavaciones subterráneas las condiciones del medio van cambiando y el tener una relación agua-cemento establecida, se presta en menor medida a la flexibilidad de aplicación que se requiere. Este procedimiento es adecuado en accesos de minas de pequeñas dimensiones, y no requiere de operadores altamente capacitados.

Así, la calidad del concreto lanzado depende de la calidad de los materiales que lo componen, de la granulometría de los agregados, de la relación agua/cemento (a/c) y del grado de compacta

ción. Por lo tanto, los agregados deben cumplir con las normas dictadas por el ASTM para obtener máxima densidad, impermeabilidad, resistencia, buena compactación y mínimo rebote; el contenido de cemento en una mezcla dada se determina por el tamaño máximo del agregado y por los requerimientos de resistencia; esto implica que si éstos son exageradamente altos el contenido de cemento también lo será, produciéndose grietas y contracciones elevadas. El contenido de cemento requerido para obtener buenas características es de 350 a 480 kg/m.

Una vez aplicado el concreto, tiene un mayor contenido de cemento que la mezcla previa al lanzado y su relación a/c es menor que la especificada; esto es debido al rebote que se forma principalmente de grava y en menor grado de arena y lechada. Debido a esto, el concreto deberá aplicarse con una consistencia lo más húmeda posible, siempre y cuando permanezca estable. Las figuras 4.7.a y 4.7.b muestran la relación a/c en función de otros parámetros.

Los aditivos acelerantes dan características muy importantes al concreto lanzado, como el control de filtraciones de agua y el poder aplicarlo en terrenos prácticamente mojados. El acelerante generalmente se dosifica entre el 2% y 6% del peso del cemento. Con este porcentaje, el espesor de las capas de concreto lanzado podrá aumentarse, incrementar la rapidez del fraguado y obtener altas resistencias a edades tempranas.

El concreto lanzado puede alcanzar una resistencia a la compresión a los 28 días entre 150 y 300 kg/cm<sup>2</sup>. Las resistencias al corte, a la flexión, y tensión dependen de la resistencia a la compresión, tal y como se muestra en la figura 4.8

Para la aplicación del concreto lanzado, es indispensable -- que los operadores de lanzadora y chiflón sean capacitados y hábiles, ya que de esto depende la calidad de la colocación, y consecuentemente del concreto lanzado. (foto 4.5)

La aplicación debe desarrollarse en capas sucesivas de 2.0cm, hasta completar el espesor de proyecto. El aire y el agua deben mantenerse a presiones constantes de 3.5 a 4.0 kg/cm<sup>2</sup> y de 1.0

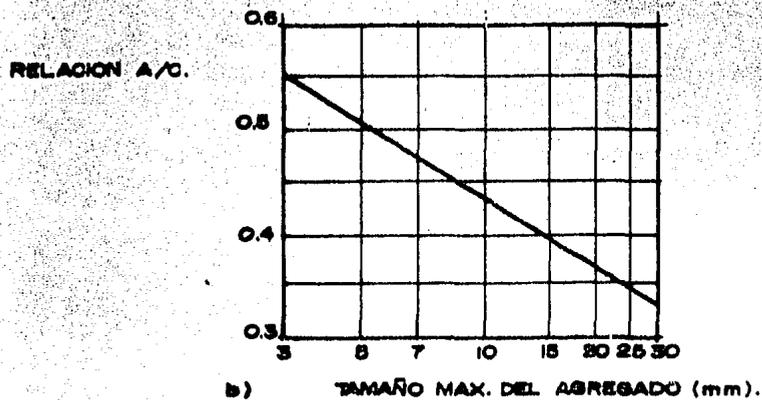
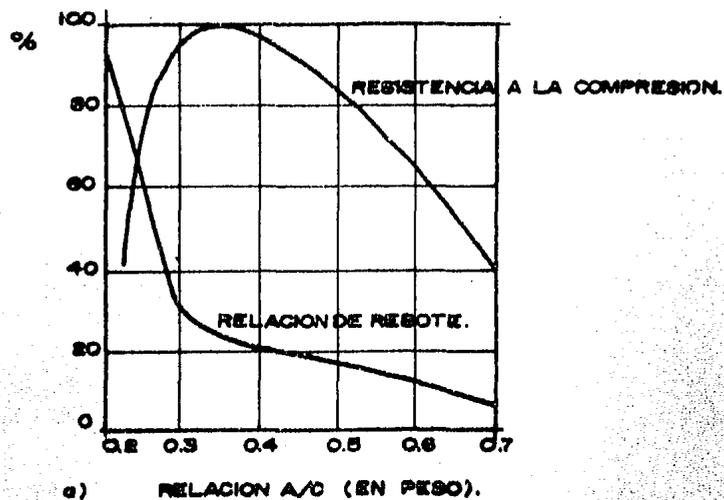


FIGURA 4.7 RELACION A/C EN FUNCION DE OTRAS CARACTERISTICAS.

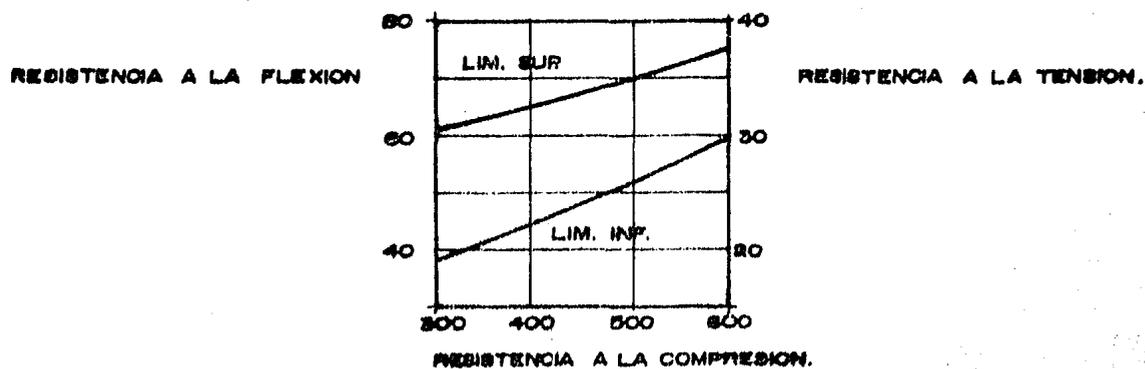


FIGURA 4.8.

kg/cm<sup>2</sup>, respectivamente. La presión del aire debe aumentarse en 0.3 kg/cm<sup>2</sup> por cada 15.0m de manguera, que se añada a los primeros 30.0m.

El lanzador debe colocarse a una distancia de 1.0 a 2.0m a la superficie de la roca; y el lanzamiento debe ser en posición normal a dicha superficie.

Las superficies demasiado húmedas y el agua de filtraciones, hacen que el rebote aumente; ésto también depende de la calidad del lanzado. Las figuras 4.9.a, b y c muestran la influencia del ángulo y de la distancia del lanzado con respecto a la calidad del rebote.

Se puede decir, con respecto a las ventajas del concreto lanzado las siguientes:

- a) Su colocación es sumamente rápida,
- b) El equipo que se utiliza es muy ligero y fácil de maniobrar. En la actualidad existen equipos automatizados de colocación, por medio de los cuales se puede tener un control de calidad más estricto (fotos 4.6 y 4.7)
- c) Presenta enormes ventajas para controlar deslizamientos de la masa de roca.
- d) Es sumamente versátil.

#### 4.3.2.1 TIPOS DE FALLA EN EL CONCRETO LANZADO.

Falla progresiva en roca soportada por concreto lanzado: La figura 4.10 ilustra la secuencia de eventos que deben ocurrir para que esta sección sufra una falla progresiva. Se supone que la sección está en equilibrio por un tiempo suficientemente largo, posterior a la excavación, a fin de que el concreto lanzado que ha sido colocado obtenga resistencia. Es necesario que las fuerzas cortantes a lo largo de las caras del bloque A, sean de tal magnitud que lo soporten por algunas horas. Posteriormente, se supone que un movimiento de traslación y rotación ocurre para reducir estas fuerzas cortantes a cero. Por tanto, la resistencia al esfuerzo cortante del concreto lanzado alrededor de la periferia de la base del bloque, necesaria para mantenerlo en equilibrio, se puede calcular. Recíprocamente, si la resistencia al esfuerzo cortante del concreto lanzado es conocida, se puede calcular un



FOTO 4.5 Lanza  
miento de concre  
to en la zo  
na de transfor  
madores del P.H  
"El Caracol".

FOTO 4.6 Robot TRIKER  
para el lanzamiento au  
tomatizado del concreto.  
(ref. 2)

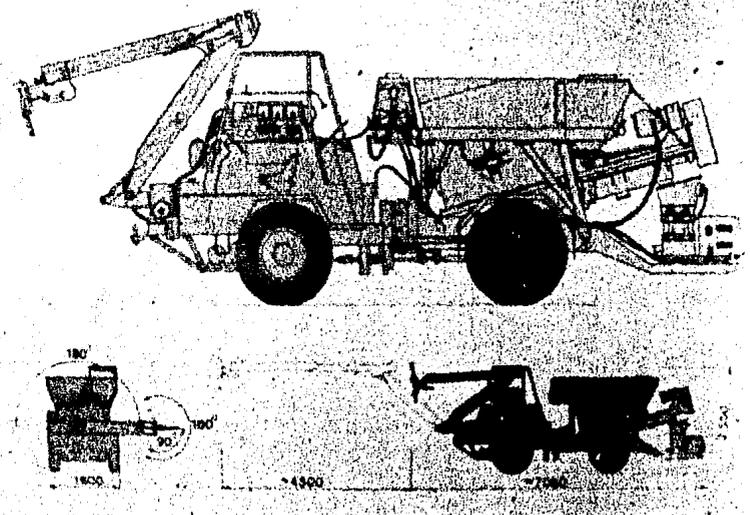
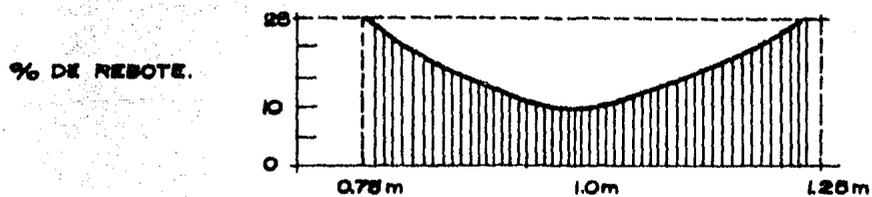
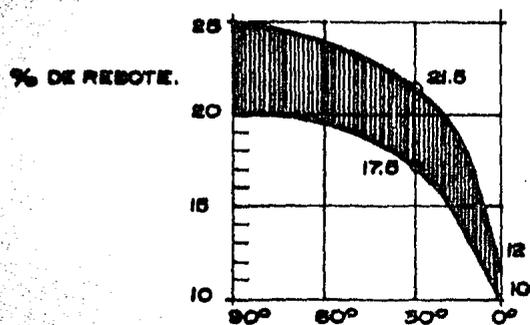


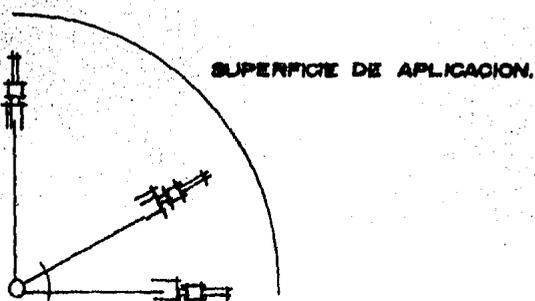
FOTO 4.7 Lanza  
miento de concre  
to lanzado por  
métodos automati  
zados(ref. 2)



a) DISTANCIA DE LA BOQUILLA A LA SUPERFICIE DE APLICACION.



b) ANGULO  $\theta$  DE LA BOQUILLA CON LA HORIZONTAL EN GRADOS.



c) LA BOQUILLA SE DEBE MANTENER PERPENDICULAR A LA SUPERFICIE MIENTRAS QUE EL ANGULO  $\theta$  VARIA CON LA HORIZONTAL.

FIGURA 4.2 INFLUENCIA DEL ANGULO Y LA DISTANCIA DE LANZADO CON RESPECTO A LA CANTIDAD DEL REBOTE.

factor de seguridad contra una caída del bloque A, y por ende - detener así la falla progresiva.

Falla por rotación de un gran bloque: La figura 4.11 , ilustra otro mecanismo probable de falla del revestimiento de concreto lanzado de un túnel. Para este caso, se supone que la roca es estable por un lapso de tiempo suficiente para que se pueda colocar el concreto lanzado.

Posteriormente, las fuerzas cortantes sobre los lados del bloque sombreado se reducen debido a la redistribución de esfuerzos y el bloque tiende a fallar por rotación con respecto a su eje, localizado a la derecha de la figura.

Falla por deslizamiento a lo largo de una superficie de debilidad: Es razonable esperar que la resistencia al esfuerzo cortante que ofrece una capa delgada de concreto lanzado es pequeña en comparación con las fuerzas que tienden a provocar el movimiento de la roca.

En comparación con los dos modelos de falla anteriores, el comportamiento del concreto lanzado en este tercer ejemplo se encuentra aún más alejado de cualquier hipótesis simple de diseño.

Los movimientos que ocurren en este caso no pueden ser determinados con ningún espesor razonable de concreto lanzado y será necesario estabilizar la sección por otros medios.

Como se indica en la figura 4.12 , una combinación capaz de estabilizar a la excavación es el uso de las anclas y concreto lanzado; las anclas unen a las dos secciones de la roca, proporcionando equilibrio debido al incremento de la fuerza normal y consecuentemente a la resistencia al cortante entre las dos secciones.

#### 4.4 DRENAJE.

La influencia de la presión hidrostática en la estabilidad de un macizo rocoso es desfavorable, puesto que decrementa los esfuerzos efectivos, por lo que un drenaje adecuado coadyuvará a la estabilización del mismo.

Los tres principios básicos que se deben tener en mente cuan-

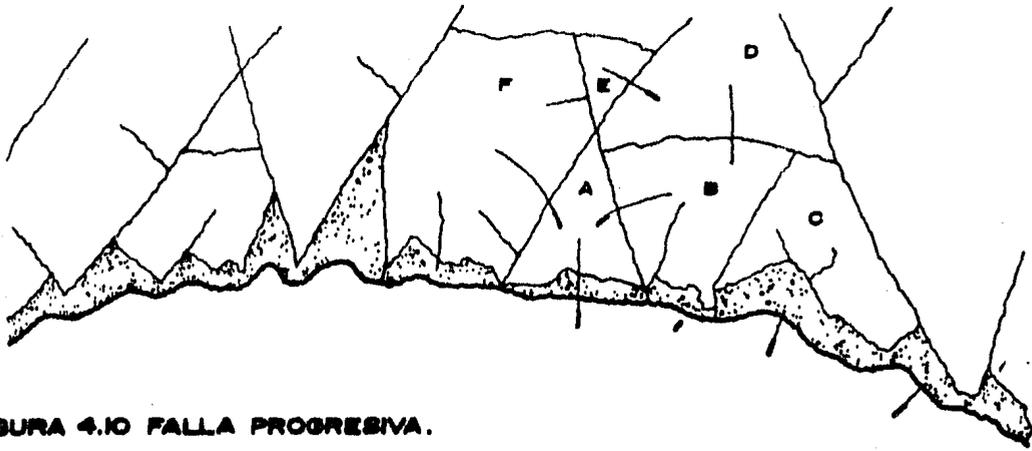


FIGURA 4.10 FALLA PROGRESIVA.

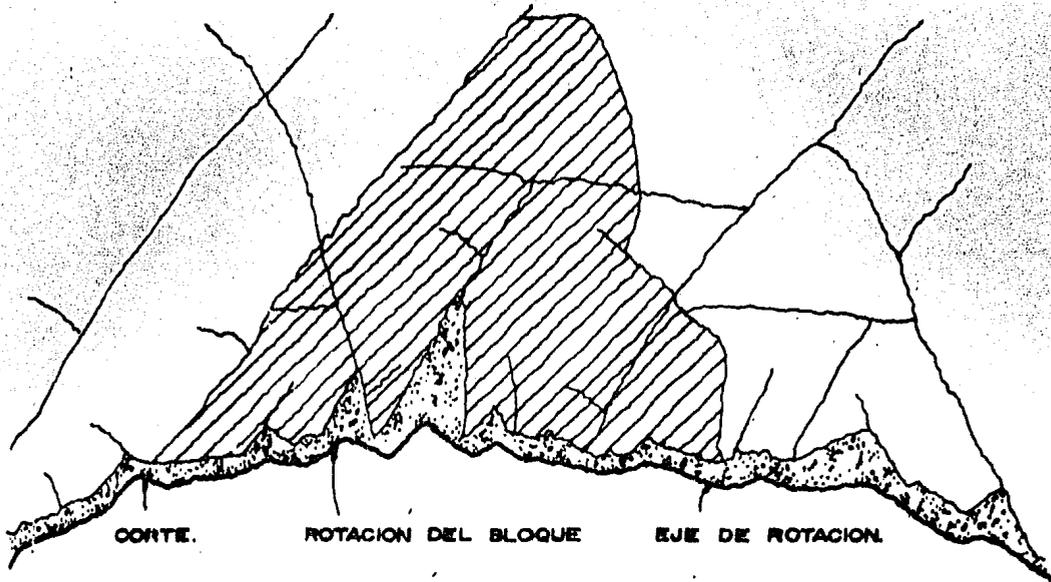


FIGURA 4.11 FALLA POR ROTACION.

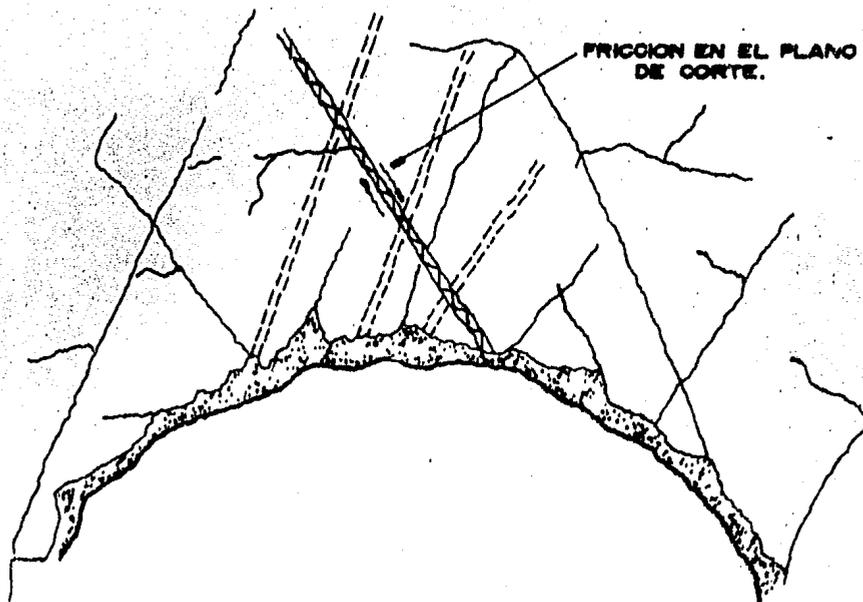


FIGURA 4.12 FALLA POR DEBLIZAMIENTO.

do se considera el drenaje de un talud son:

a) Prevenir que el agua superficial penetre al talud a través de las fisuras y grietas de tensión,

b) Reducir la presión hidrostática en la vecindad de la superficie potencial de falla, por medio de la selección del drenaje subsuperficial,

c) Colocar el drenaje de tal forma que sólo el agua, a la inmediata vecindad del talud, sea drenada.

Los métodos más comunes de drenaje de taludes son ilustrados en la figura 4.13 , y los siguientes comentarios se refieren a los métodos ilustrados.

Drenes superficiales: Son diseñados para coleccionar y canalizar el agua superficial, antes de que ésta alcance el área que se encuentra inmediatamente atrás de la cresta del talud, siendo esta el área donde ocurren las grietas de tensión más peligrosas.

La superficie del talud: Inmediatamente atrás de la cresta del talud está un área de considerable peligro potencial en donde el agua no puede ser almacenada, ya que en ella es probable que el agua encuentre el camino hacia el talud a través de grietas de tensión y fisuras.

La nivelación de esta superficie y la remoción de obstrucciones es adecuada en la mayoría de las ocasiones. Algunas veces, la superficie del talud es sellada con una capa, por ejemplo, de suelo laterítico.

Grietas de tensión: Son sumamente peligrosas en áreas propensas a alta precipitación pluvial, puesto que las presiones -las cuales son generadas si estas grietas se llenan de agua- son, probablemente, las que inducen fallas violentas en el talud.

Bajo ninguna circunstancia las grietas de tensión deberán ser inyectadas con mortero o rellenadas con concreto, puesto que la creación de una barrera impermeable en este punto del talud traería como resultado la creación de una peligrosa presión de agua dentro de la masa de roca.

Drenes horizontales: Barrenados dentro de la cara del talud, pueden ser muy eficientes en la reducción de la presión hidrostática cerca de la base de una grieta de tensión o a lo largo de -

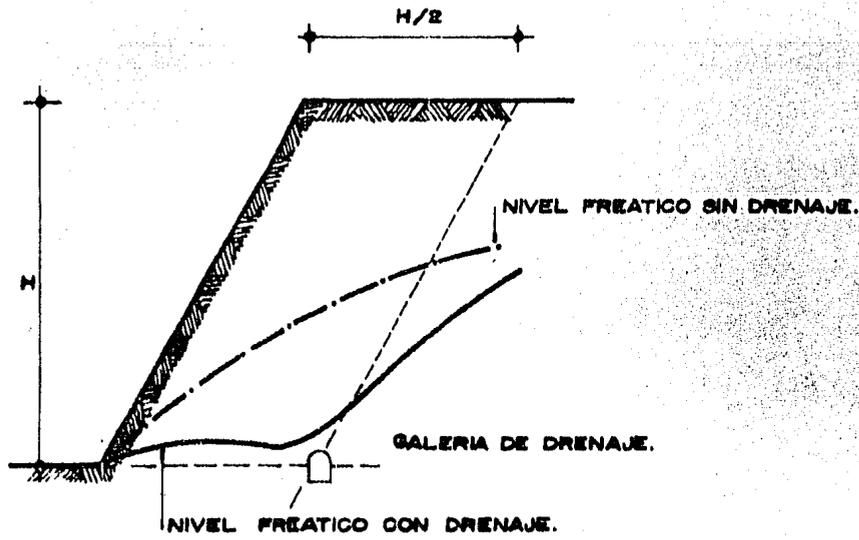


FIGURA 4.14 EMPLAZAMIENTO DE UNA GALERIA DE DRENAJE BAJO UN TALUD.

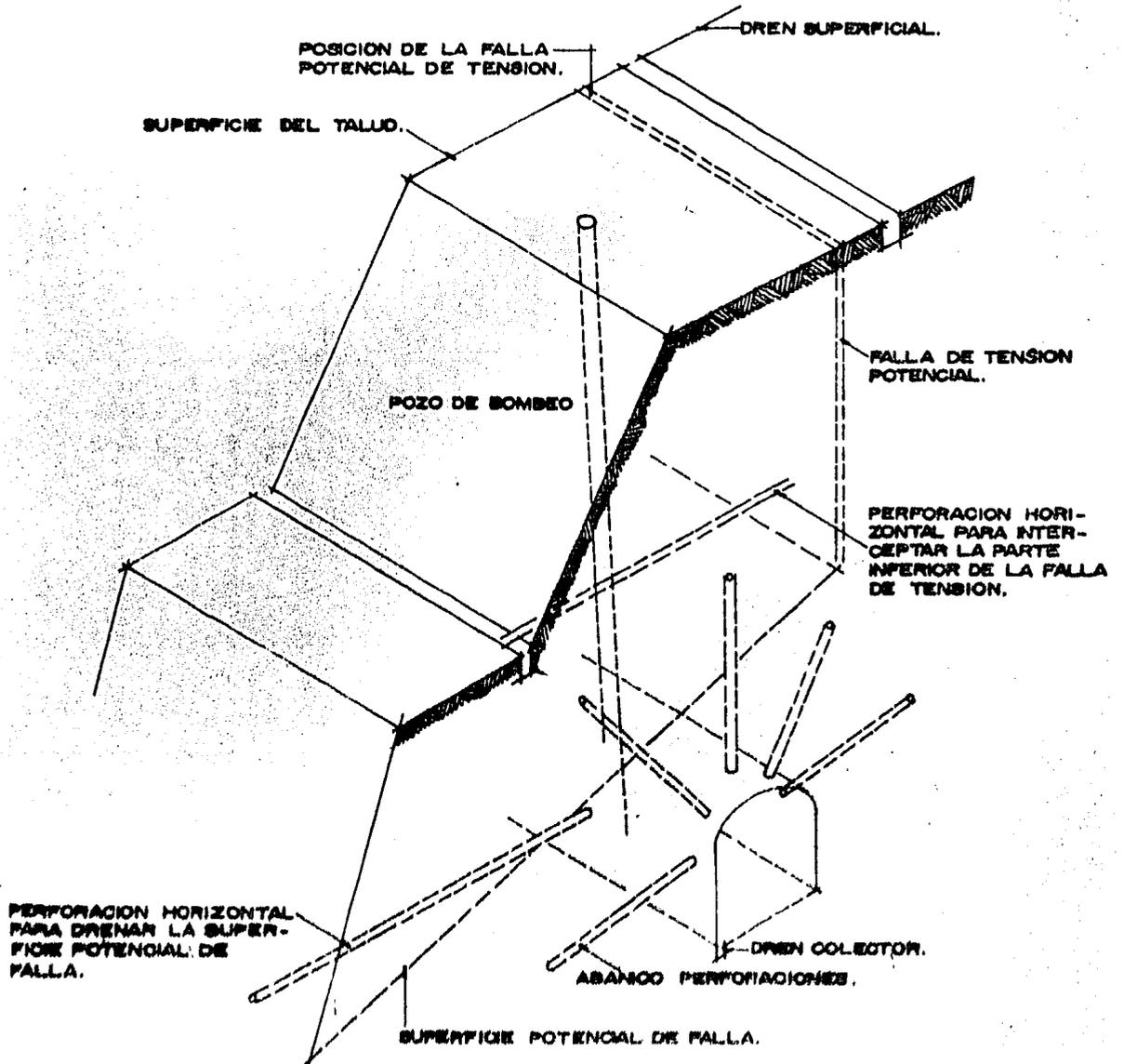


FIGURA 4.15 METODOS PARA DRENAJE EN TALUDES.

una superficie potencial de falla. La posición y espaciamiento de estos barrenos depende de la geometría del talud y de las discontinuidades dentro de la masa de roca. En un talud de roca dura el agua es generalmente transmitida a lo largo de las juntas, y serán efectivos los drenes semihorizontales si éstos penetran tales rasgos. En el caso de rocas suaves, los drenes pueden ser espaciados regularmente. En cualquier caso, se recomienda la instauración previa de piezómetros, puesto que sin una indicación de la variación del nivel de agua, no se tendrá idea alguna de la eficiencia del drenaje que se ha implementado.

Drenes colectores: Guían el agua descargada por los drenes horizontales. Estos son importantes dado a que, de otra manera, el agua simplemente encontraría su camino hacia el siguiente escalón inferior y el problema habría sido transferido desde un nivel a otro.

Pozos verticales: Son barrenados desde la superficie del talud y ajustados con bombas de pozo profundo. Tienen la ventaja de que pueden estar operando antes que sea excavado el talud. La desventaja de este método de drenaje es el alto costo de mantener funcionando las bombas, y de tener el peligro de la falla de éstas durante el momento más crítico de una tormenta. En algunos casos, los pozos verticales son utilizados durante las primeras etapas del programa de drenaje, siendo posteriormente conectados con drenajes subterráneos, de tal forma que trabajen como drenes de gravedad en las subsecuentes etapas del programa.

Galerías de drenaje: Con o sin abanico de barrenos radiales, son probablemente los medios más efectivos de drenaje subterráneo, pero también el más caro. Solamente podría justificarse, la excavación de una galería con el propósito único de drenaje, en el caso de un talud sumamente importante en roca dura, en el cual el patrón de flujo de agua subterránea sea conocido con razonable grado de certeza.

En términos muy generales, la posición de la galería óptima es la ésquina inferior del paralelogramo, definido en la figura 4.14. Una galería de drenaje subterráneo drenará efectivamente

alrededor de 60 metros de material circundante y, por lo tanto, para taludes muy altos serán requeridas dos o más galerías de drenaje.

En lo referente a excavaciones subterráneas, cuando el revestimiento de un túnel, o de una excavación cualquiera, que no tenga como fin el conducir o almacenar fluidos, esté sujeta a cargas hidrostáticas es conveniente instalar drenes para abatir dichas cargas.

Estos drenes son tubos ranurados cuyo extremo inferior atraviesa la zona relajada del túnel. Este sistema de drenaje puede instalarse antes de la construcción del revestimiento, cuidando que no se dañe durante la construcción.

Donde el terreno es más estable, los drenes pueden ser perforados sin ademe. Estos drenes deberán revisarse periódicamente y reperforarse cuando se taponen, por la depositación de sales minerales.

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, y de preferencia a una elevación menor que la de la obra que se desea proteger.

#### 4.5 INYECCIONES.

La inyección consiste en introducir en el medio a tratar, a través de una serie de barrenos, un producto líquido que al cabo de cierto tiempo cambie de propiedades, modificando las características resistentes, de deformabilidad y permeabilidad del medio. El líquido inyectado se conoce con el nombre de mortero de inyección o mezcla. Los productos a utilizar pueden ser muy diversos, en función de las condiciones geológicas e hidrológicas del medio a tratar y de la finalidad perseguida con el tratamiento, tal es el caso de las inyecciones de impermeabilización, o estanqueidad, o de consolidación. Su aplicación puede ser orientada a resolver problemas de deformabilidad, estabilidad o impermeabilidad. Los problemas son más difíciles de resolver cuando existe agua en circulación y a presión o hay que tratar rocas con grandes huecos.

#### 4.5.1 ESTUDIO DEL TERRENO POR INYECTAR.

Con el fin de seleccionar el método de inyección y la naturaleza de la mezcla por inyectar es necesario determinar el estado de fisuración o porosidad del medio, así como, su permeabilidad.

Para determinar la permeabilidad del terreno que va a ser tratado se efectúa la rueba, o se calcula el tensor de permeabilidad (Anexo B). La primera consiste en anotar los gastos absorbidos a presión creciente y decreciente, manteniendo cada gasto durante 10 minutos. El resultado viene expresado por la medida de agua absorbida, litros por minuto y metro, para una presión de  $10 \text{ kg/cm}^2$ , siendo cada tramo de sondeo ensayado de unos 5m de longitud. Un macizo rocoso con una permeabilidad inferior a tres unidades Lugeon no requiere tratamiento de inyección.

##### 4.5.1.1 ROCAS KARSTICAS.

Estas rocas son, en general, rocas calizas en las que las aguas subterráneas han creado, como resultado de la disolución de zonas importantes, cavernas enlazadas por pozos, túneles, sifones, etc. La dificultad en el tratamiento de estas rocas proviene de que los karst son poco numerosos y de la localización y forma caprichosa de éstos. Además, son de grandes dimensiones y frecuentemente son recorridos por una corriente de agua, por lo que no es suficiente para su impermeabilización establecer una pantalla de barrenación e inyectar como se hace en las rocas normalmente fisuradas. Cuando son accesibles habrá que taponar con concreto todas las zonas visiblemente afectadas por la disolución.

##### 4.5.1.2 ROCAS FISURADAS.

Las rocas fisuradas están caracterizadas por tal abundancia de fisuras que una perforación ejecutada en cualquier punto es susceptible de absorber una cantidad de mezcla inyectada más o menos importante.

Independientemente del número y de la magnitud de la abertura de las fisuras, habrá que tener en cuenta la calidad de la roca para elegir el método de inyección a emplear.

#### 4.5.2 MATERIALES INYECTABLES.

Las mezclas empleadas en inyecciones, tanto para impermeabilización como para consolidación, pueden ser clasificadas en tres categorías:

##### 4.5.2.1 MEZCLAS LIQUIDAS.

Se constituyen de productos químicos, como por ejemplo, silicato de sosa diluido y mezclado con un reactivo, resinas sintéticas o productos hidrocarbonatados puros. Estos líquidos sufren el proceso de gelificación, no presentan consistencia y tienen baja viscosidad.

Las mezclas líquidas penetran fácilmente por pequeñas fisuras por lo que completan bastante bien a los morteros de arcilla-cemento.

##### 4.5.2.2 SUSPENSIONES INESTABLES.

Son simples suspensiones de cemento o piedra molida en agua. No son homogéneas más que en el caso de que se les agite. Cuando cesa la agitación, comienza la sedimentación. Los ensayos efectuados en conducciones han demostrado que por debajo de cierta velocidad los granos se depositan y obstruyen rápidamente todo el conducto. Este fenómeno de sedimentación es el que permite la inyección de los macizos rocosos.

##### 4.5.2.3 SUSPENSIONES ESTABLES.

Son obtenidas mezclando arcilla en agua o una combinación de arcilla-cemento y arena. Gracias a su finura de grano y de su propiedad coloidal, las suspensiones de arcilla aseguran la estabilidad de los morteros de inyección. Esta se obtiene tanteando la dosificación, agitación o tratamiento a emplear, y se considera satisfactoria si no presenta ninguna sedimentación en el transcurso de la inyección, es decir, durante varias horas.

#### 4.5.3 INYECCION DE ROCAS FISURADAS.

El estado de fisuración del macizo determina el método de inyección que será empleado para su tratamiento, por lo que es conveniente dividir a las fisuras en muy abiertas y en finas.

##### 4.5.3.1 INYECCION DE FISURAS MUY ABIERTAS.

La abertura de éstas puede variar de unos milímetros a varios

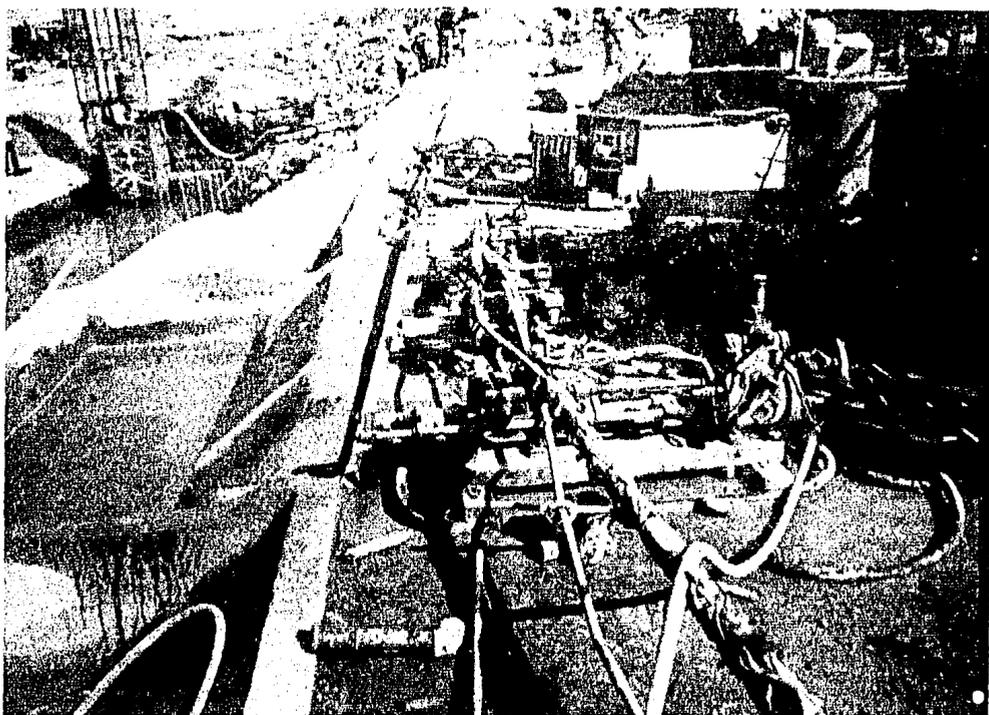


FOTO 4.8 Planta dosificadora de lechadas en el P.H.  
"El Cracol".

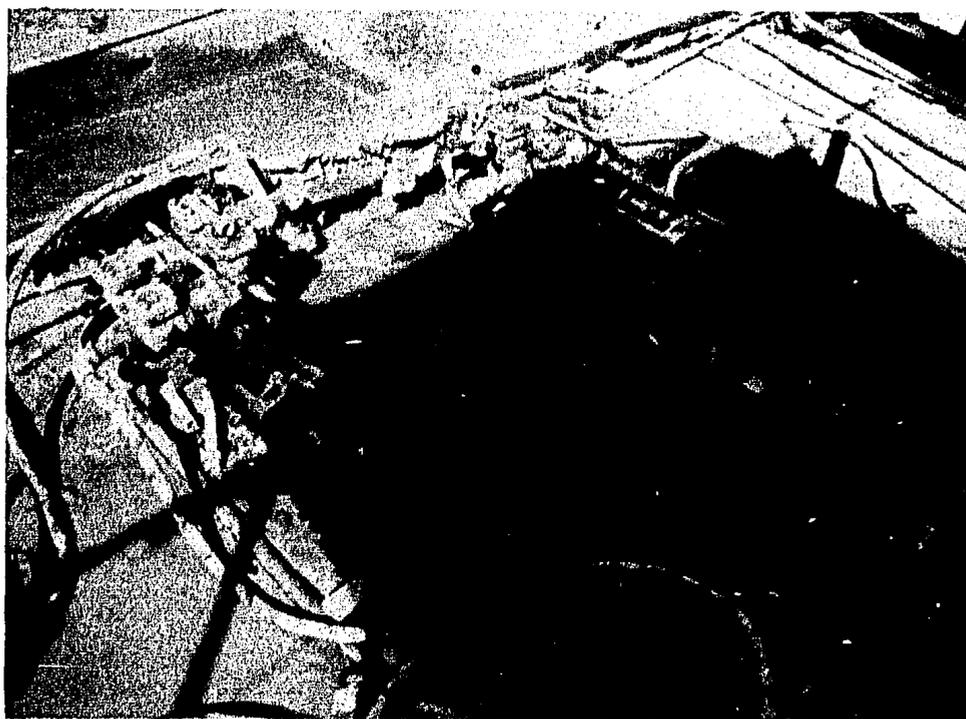


FOTO 4.9 Bombas de inyección de lechadas en la planta ante-  
riormente citada.

centímetros e incluso a varios decímetros si son de gran abertura.

Su obturación se efectúa con un mortero extremadamente denso y tixotrópico, inyectado casi sin presión, 1 a 2 kg/cm<sup>2</sup> como máximo. Estas características limitan la progresión del mortero, por lo que resulta necesario prever barrenos de inyección muy próximos, su separación podrá ser de 1 a 3m. Todo esto depende de la roca y de la calidad del mortero. Este puede confeccionarse con cemento, arcilla, silicato de sodio y, eventualmente, arena finas. Además de su tixotropía, que le permite espesarse antes que el cemento fragüe, posee un rigidez que le da un talud de base tres por uno de altura. Cuando se desea hacer una consolidación, se puede fácilmente regular la proporción de los diferentes constituyentes, para darles una resistencia final comprendida entre 20 y 50 kg/cm<sup>2</sup>.

#### 4.5.3.2 INYECCION DE FISURAS FINAS.

La dosificación inicial del mortero se realiza mediante ensayos de agua. Cuanto más elevadas son las absorciones, más fuerte es la dosificación. Se intenta de esta manera no perder el tiempo inyectando un mortero demasiado diluido que llegue a perderse. La inyección de la mezcla puede realizarse por varios métodos, describiéndose los más importantes a continuación.

Inyección por tramos: La inyección de la mezcla se hace, como en los ensayos de agua, por tramos de 5m de longitud. Cada tramo está limitado en su parte superior por un obturador y en su parte inferior por el fondo de la perforación, que puede ser el terreno natural o el mortero de inyección de la etapa anterior. Este método es adecuado puesto que no permite que los granos de cemento se sedimenten con el agua y obstruyan lentamente el barreno en lugar de introducirse en las fisuras. Con otros procedimientos se corre el riesgo de taponar las fisuras, incrementándose la presión enormemente, llegando a creer que se ha alcanzado la contrapresión de rechazo.

Este método es adecuado en los casos en que todas las fisuras atravesadas tengan la misma abertura. Si no es así, no se puede saber como determinar la composición del mortero.

En algunas ocasiones, el macizo es de tan mala calidad que no es posible mantener un obturador a la profundidad deseada. En este caso, habrá que inyectar a medida que se avanza en la perforación. Solamente quedan abiertas las fisuras del tramo que se acaba de perforar, ya que las otras han sido cerradas, con las perforaciones precedentes. Por lo que, el obturador puede ser colocado donde se quiera dentro de ésta última zona e incluso suprimirlo si se ha tomado la precaución de anclar un tubo al terreno en la entrada del barreno de inyección.

Inyección de arriba-abajo y de abajo-arriba: Como su nombre lo indica, la inyección de arriba-abajo, se realiza después de la perforación de cada tramo. Una vez terminada la inyección, se vuelve a perforar el tramo inyectado. Posteriormente se realiza el barreno del tramo siguiente. Las primeras inyecciones sirven de "techo" en el que se apoyan las inyecciones subsecuentes, que en principio, deben poder ser inyectadas a una mayor presión, - que si este techo no existiera. (fig 4.15)

La inyección por tramos de abajo-arriba presenta una ventaja económica, puesto que, permite realizar el barreno con el máximo rendimiento y posteriormente desplazar la máquina de perforación a otro lugar durante la inyección. Con este procedimiento pueden separarse la perforación y la inyección, reduciendo al máxima el tiempo muerto de la operación. Además, no existe la necesidad de volver a perforar el mortero, obturando el barreno cada vez que se finaliza la inyección.

#### 4.5.4 INYECCIONES EN ROCAS FUERTEMENTE FISURADAS.

##### 4.5.4.1 INYECCION DE UN MORTERO ESTABLE.

Cuando un ensayo de agua arroja una absorción mayor a 10 unidades Lugeon puede decirse que es conveniente comenzar la inyección con un mortero estable. Estos morteros tienen un fraguado - extremadamente lento, 24 horas más o menos. Se comportan como un verdadero fluido. La presión de inyección no depende más que de la dimensión de las fisuras, de la viscosidad del mortero, del caudal y del radio de acción de la inyección. Además, la sedimentación no se produce tan lentamente que reduzca la abertura de -

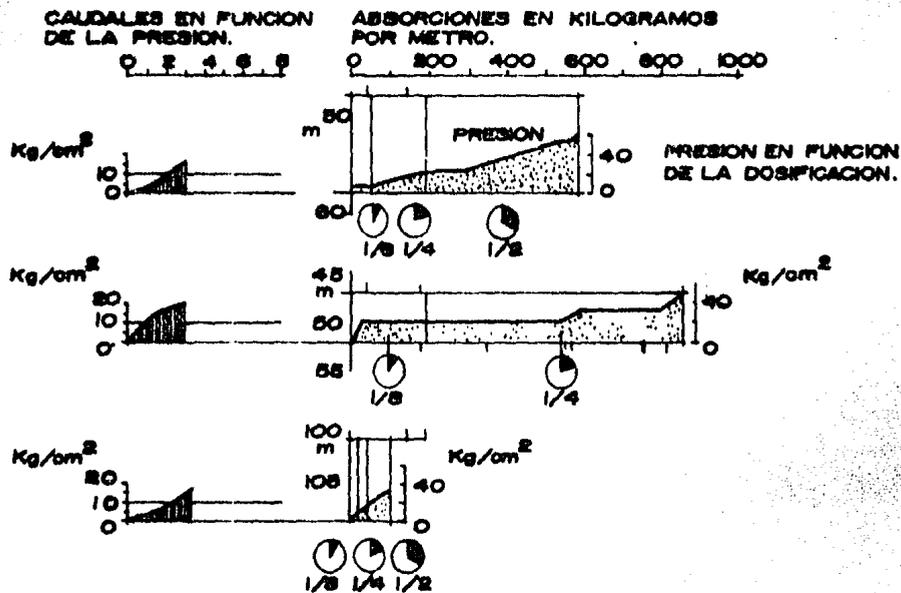


FIGURA 4.16 ABSORCIONES Y PRESIONES DE INYECCION DE UN MORTERO INESTABLE.

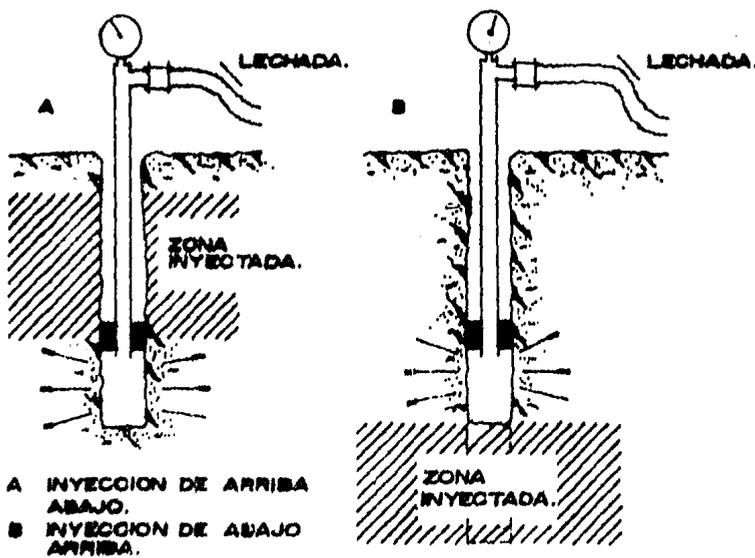


FIGURA 4.15 INYECCION DE UNA PERFORACION POR TRAMOS. PROCEDIMIENTO SATISFATORIO.

la abertura de las fisuras y provoque un incremento progresivo de la presión, como sucede en los morteros inestables.

Con un mortero de estas características se puede inyectar a una presión muy baja, reduciendo el caudal lo necesario. Esta posibilidad debe ser utilizada para la inyección de capas superficiales del macizo de 5 a 10m de espesor, esto con el fin de reducir el número e importancia de las resurgencias.

La inyección de un mortero estable no se basta por sí misma. Por lo que conviene inyectar un mortero inestable después del fraguado de aquel.

#### 4.5.4.2 INYECCION DE UN MORTERO INESTABLE.

Estos morteros no sirven más que para el transporte de los granos de cemento. A mayor dosificación del mortero, más elevada es la velocidad de circulación para la que los granos comienzan a sedimentarse.

Si se quiere que un mortero de inyección permita el tratamiento de un volumen importante de terreno, es necesario comenzar con un mortero poco dosificado. Como anteriormente se señaló, esta dosificación inicial del mortero se determina a partir del resultado del ensayo de agua.

Siendo las relaciones cemento-agua (c/a) habituales de estos morteros  $1/8$ ,  $1/6$ ,  $1/4$ ,  $1/2$ ,  $3/4$  y  $1/1$ , pueden adoptarse las siguientes reglas que corresponden a las dosificaciones satisfactorias más fuertes y a una contrapresión de rechazo de 50 a 60 kg/cm<sup>2</sup>:

UNIDADES DE	LUGEON A	DOSIFICACION PARA OBTENER LA CONTRAPRESION DE RECHAZO	PRINCIPIANDO CON UNA DOSIFICACION DE
1	2	$1/4$	$1/8$
2	5	$1/2$	$1/8$
5	10	$1/2$ ó $1/1$	$1/4$
10	mas	+	$1/2$

+ Este caso es excepcional porque, en principio, estos tramos deben inyectarse con un mortero estable.

El mortero inicial se inyecta durante 25 minutos. Si al cabo de este tiempo la presión ha aumentado o manifiesta tendencia a hacerlo, se conserva esta dosificación. En cambio, cuando la presión no aumenta, se pasa a la dosificación inmediata superior, continuando así hasta obtener la presión de rechazo.

Para ratificar la idea de comenzar el tratamiento del macizo rocoso con un mortero de dosificación adecuada, se presentan las figuras

Con un mortero convenientemente dosificado, la presión sube lenta y progresivamente (fig. 4.16a), mientras que con un mortero demasiado ligero, no sube sino hasta pasado bastante tiempo (fig. 4.16b), y con un mortero demasiado espeso sube demasiado de prisa (fig. 4.16c). Las gráficas b) y c) se deben al escaso conocimiento de las características hidráulicas de la masa de roca.

#### 4.5.5 CONSIDERACIONES ACERCA DE LAS MEZCLAS ESTABLES E INESTABLES.

Las mezclas estables ofrecen una buena resistencia al arrastre por lavado del agua del subsuelo en el transcurso de la inyección. Proporcionan un sellado adecuado de grandes cavidades, esto debido a la baja sedimentación. A causa de su filtración prolongada permiten la penetración profunda en fisuras finas. Posibilitan la eliminación de la línea de retorno de las mezclas, y no se corre el riesgo de sedimentación rápida o decantación de la mezcla en los tanques, tubos y perforaciones aún si esta permanece en reposo por largo tiempo.

En cambio las mezclas inestables son demasiado sensibles al lavado y al efecto de dilución por el agua. Requiriendo de una línea de retorno de la inyección a las bombas, en el caso de bajos consumos, con el fin de hacerla circular en los tubos con una velocidad que prolongue el tiempo de fraguado y decantación.

Por otra parte, en la perforación y en las tuberías, esta circulación no es posible cuando hay un consumo muy bajo, ya que, la decantación puede ocurrir causando el taponamiento de la perforación.

En cuanto a las fisuras finas, la extrusión rápida de agua libre de la mezcla bajo presión, restringe la penetración de la misma. En huecos grandes, el asentamiento de la mezcla puede hacer que los huecos no se llenen completamente.

#### 4.5.6 CARACTERISTICAS DE LOS MORTEROS.

##### 4.5.6.1 SEPARACION DE LOS BARRENOS.

Las consideraciones técnicas y económicas realizadas para determinar a priori la separación de los barrenos, establece las siguientes reglas:

a) Cuanto más fisurado esté el macizo, más separación pueden tener los barrenos e inversamente.

b) Cuanto más separados esten los barrenos de inyección, más cantidad de mortero será necesario inyectar para poder realizar una pantalla realmente continua.

Es necesario, por tanto, ver la forma de hacer compatibles los precios de la perforación con los del mortero de inyección.

La estanqueidad de una roca fisurada se consigue normalmente con una sola línea de barrenos, pero si por alguna razón se prevén dos líneas, es conveniente realizar el ensayo con un dispositivo en triángulo, al tresbolillo, representando una célula elemental de la pantalla. Así es como se inyectarán tres barrenos dispuestos en los vértices de un triángulo equilátero. El control se hace entonces con un barreno dispuesto en el centro.

##### 4.5.6.2 ORIENTACION DE LOS BARRENOS DE INYECCION.

Convencionalmente esta se realiza en base a los datos obtenidos de un diagrama de polos. Por medio de éste método se interceptará perpendicularmente a las discontinuidades a tratar, en el caso de tener una sola familia, con lo que se logra un adecuado tratamiento del macizo. En cambio, cuando se tienen dos o más familias de fracturas es conveniente recurrir a la utilización del tensor de permeabilidad, propuesto en el anexo A del siguiente capítulo.

Cuando existen estructuras geológicas importantes, tal es el caso de la falla 4, que pasa a través del corazón impermeable de la cortina del P. H. El Caracol, el diseño de la impermeabiliza-

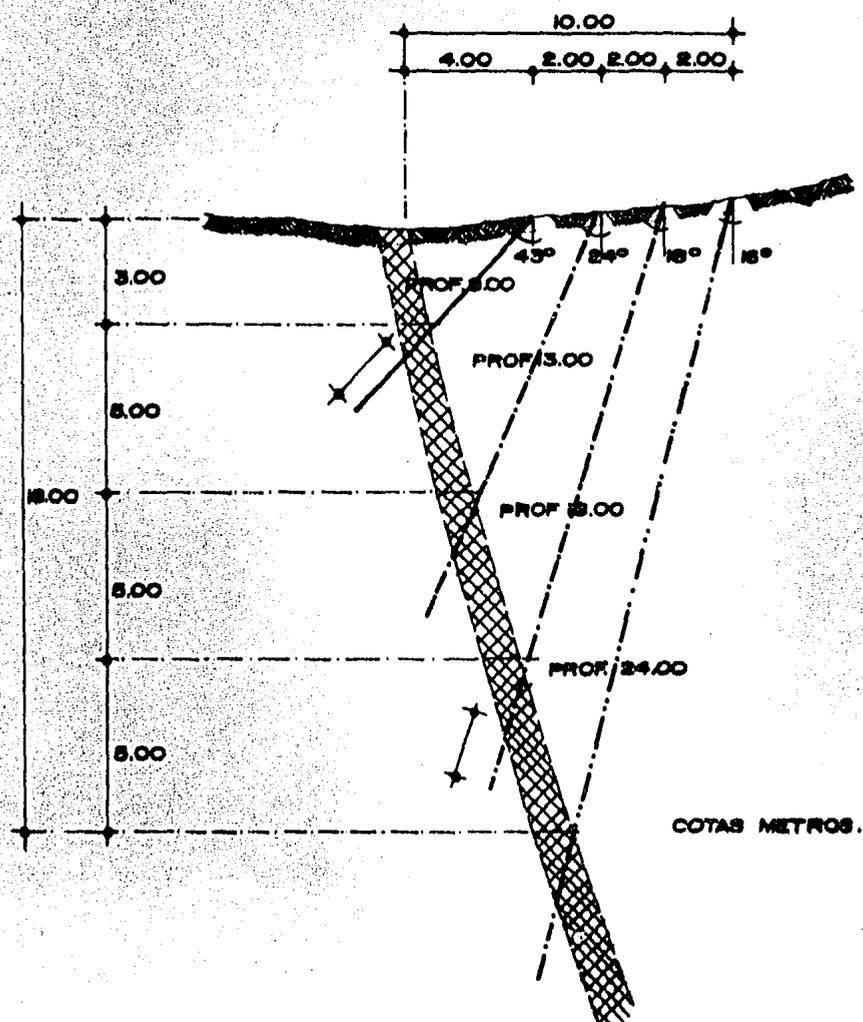


FIGURA 4.17 TRATAMIENTO DE LA FALLA-4 EN EL RH. "EL CARACOL!"  
(ref.5)

ción se adecua a la falla, esto es, se adopta un sistema que aproveche el echado de esta, interceptándola con los barrenos de inyección en forma de abanico, distribuidos como se muestra en la figura

#### 4.5.6.3 LONGITUD DE LOS BARRENOS DE INYECCION.

La longitud de los barrenos está en función del tratamiento que se desee realizar y del estado de fisuración del medio. Esta longitud debe de ser tal que garantice la estanqueidad o consolidación de la roca en estudio.

En la figura 4.17 se puede observar que el tratamiento, anteriormente planteado, se llevó hasta 20m, por la falla, desde la superficie. Con esta profundidad de tratamiento el tapete de consolidación queda protegido contra tubificaciones causadas por el lavado de la lechada.

#### 4.6 MARCOS.

Dentro de las estructuras de carácter temporal, destacan por sus singulares ventajas y características los marcos, los cuales pueden ser metálicos o de madera. Dependiendo de las características de la roca y del tamaño del túnel a excavar, decidiremos entre uno u otro, en todo caso será conveniente realizar un estudio económico para realizar una elección adecuada del tipo de ademe, sabiendo de antemano que para secciones medianas o grandes conviene más el marco de acero debido a la facilidad de colocación y amplio espacio libre que dejan; si se utilizara el marco de madera, sería necesario colocarlo formando una estructura muy elaborada que incrementa la posibilidad de falla.

Siendo las características de resistencia y duración más desfavorables en los marcos de madera que en el concreto, los primeros deben quedar fuera de la sección de revestimiento; por otra parte, al diseñar el espesor del concreto, los marcos de acero deben quedar integrados a la sección de revestimiento definitivo. En esta forma los marcos quedan protegidos contra la corrosión y aumenta el factor de seguridad de la protección definitiva considerando que el ademe de por sí, está soportando la carga de roca,

aunque temporalmente.

El marco de madera, a pesar de que se sigue empleando en minas en donde pueden presentarse acumulaciones de gas metano o grisú, se utiliza cada vez menos en excavaciones subterráneas para obras de ingeniería civil, ya que las ventajas económicas dadas por -- las secciones de acero hacen que éstas prevalezcan.

La elección del ademe metálico depende del método de ataque -- elegido y éste a su vez de las propiedades de la roca y de las -- dimensiones de la sección.

A continuación, se reseñan los principales tipos de marcos de acero:

Marco continuo: Se fabrica, por lo general, de dos piezas ligeras y manejables para su rápida colocación, en algunas ocasiones se hacen de dos, tres o cuatro piezas. Su costo de colocación y fabricación es muy bajo, pueden utilizarse excavando a sección -- completa, con galerías laterales o con galerías múltiples.

Marcos ensamblados en clave y apoyos: Pueden usarse atacando con cualquier método; se utilizan en túneles donde el arco y la pared vertical forman un ángulo abierto en su intersección, es muy usual para ademar atacando a sección completa, con galerías laterales y galerías múltiples. Puesto que la sección también es ligera y manejable, es utilizado donde existen restricciones de manejo y embarque.

Marcos ensamblados en clave con rastras en los apoyos: Usualmente se fabrican de dos piezas, aunque también los hay de tres o más piezas para secciones grandes excavadas en roca no competente. Tienen bajo costo de montaje y fabricación. Son adecuados para atacar media sección y banqueo; media sección en la primera etapa y banqueo en segunda etapa y a sección completa cuando solo se protege el techo.

Marcos ensamblados en clave con rastras de apoyo y postes: Son usados en ataque a media sección y banqueo simultáneo; colocando primero los arcos sobre las rastras y apoyando éstas en los postes al banquear. Se utilizan en túneles en roca de mala calidad donde se requiere recibir rápidamente el techo; también cuando se excava a sección completa y los soportes no se requirieron muy

muy cercanos al frente. Si el arco y la pared vertical forman un ángulo abierto por condiciones impuestas en el diseño, el ademe a usar podrá ser también de este tipo.

Marcos circulares con ensamble en tres puntos: Se utilizan -- cuando se ataca a sección completa y en media sección superior y banqueo, en túneles en donde existen empujes laterales provocados por rocas expansivas o rocas trituradas que fluyen plásticamente, y tienden a cerrrar la sección, debido a los empujes radiales.

Marcos continuos con tornapuntas: Son semejantes a los anteriores, pero básicamente éstos soportan empujes laterales en las paredes.

Existen otros tipos de marcos metálicos que actualmente han tenido gran éxito; consisten en estructuras formadas por perfiles tubulares, perfiles tipo MON-TEN y marcos de armadura o en celosía. Tienen la ventaja de ser muy ligeros, manejables, rápidos de colocar y tienen una gran capacidad de carga.

Al colocar el marco es necesario acuñarlo con madera contra el terreno, con objeto de lograr que las cargas de roca se transmitan como concentraciones en la estructura de soporte. Conocidas dichas cargas, es fácil hacer el análisis del marco por cualquiera de los procedimientos estandar de resistencia de materiales.

#### 4.7 MALLAS.

Como en un concreto reforzado se emplea el acero de refuerzo, en el concreto lanzado, éste también se emplea para resistir esfuerzos estructurales o de temperatura. Por lo general, se emplea una tela de malla de acero, soldada eléctricamente, cuyo peso y tipo dependen de las circunstancias peculiares de cada caso.

Frecuentemente, la malla electrosoldada es unida a la roca -- por medio de una arandela de placa, y enroscada en cada ancla existente. El anclaje intermedio es provisto mediante pequeñas anclas cementadas o conchas de expansión. Se asegurará que el anclaje intermedio colocado sea suficiente para que la malla sea est

rada cerca de la cara de la roca.

Un buen operador de concreto lanzado puede trabajar con malla hasta una distancia de 200mm de la roca, pero ésto también tiende a incrementar el desperdicio de concreto lanzado, porque es esencial que la malla sea completamente cubierta por el concreto.

Por otra parte, la malla es dañada fácilmente por la roca que ha sido volada en las cercanías y su instalación podría ser demorada hasta que las voladuras estén lo suficientemente lejos o la malla sea protegida de la roca volada, esto, por medio de esteras para voladuras. La malla dañada deberá ser remplazada, cortando la sección dañada y proveyendo un buen traslape, para asegurar la continuidad del reforzamiento.

La malla electrosoldada galvanizada es difícil de obtener, y consecuentemente, la de acero sufre seria corrosión si no es completamente encasetada en el concreto. Deberá tenerse cuidado en la no formación de bolsas de aire detrás de los cables o en los puntos de intersección del acero. Esto puede lograrse por medio del movimiento constante del chiflón de concreto lanzado, de tal manera que el ángulo de impacto sea variado y el concreto lanzado sea forzado a penetrar por detrás de los cables de acero.

Por último, la malla electrosoldada tiene la ventaja de no deshilarse cuando se daña, como en el caso de la malla eslabonada.

#### 4.8 MODIFICACION DE GEOMETRIA.

Este tratamiento es de suma importancia y utilidad en excavaciones subterráneas, donde la influencia de los esfuerzos tectónicos es significativa.

Conociendo el estado de esfuerzo reinante en la masa de roca se puede modificar, si es que la geometría ha sido dada, o proponer la forma de la excavación más adecuada a las solicitaciones impuestas por el medio.

La geometría sugerida deberá, en la medida de lo posible, evitar la concentración de esfuerzos, y tender a que éstos sean uniformemente repartidos en la periferia de la excavación, con el fin de que el revestimiento definitivo no sea demasiado robusto,

con lo que se incrementaría el costo de su construcción.

Las figuras 4.18 a y b, muestran la concentración de esfuerzos en la periferia de la excavación, debidos a la geometría de la misma.

Estas figuras pueden ser comparadas con las figuras 3.17 y 3.18, en donde, para el mismo estado de esfuerzo, los esfuerzos a que ésta sujeta la periferia son más uniformes.

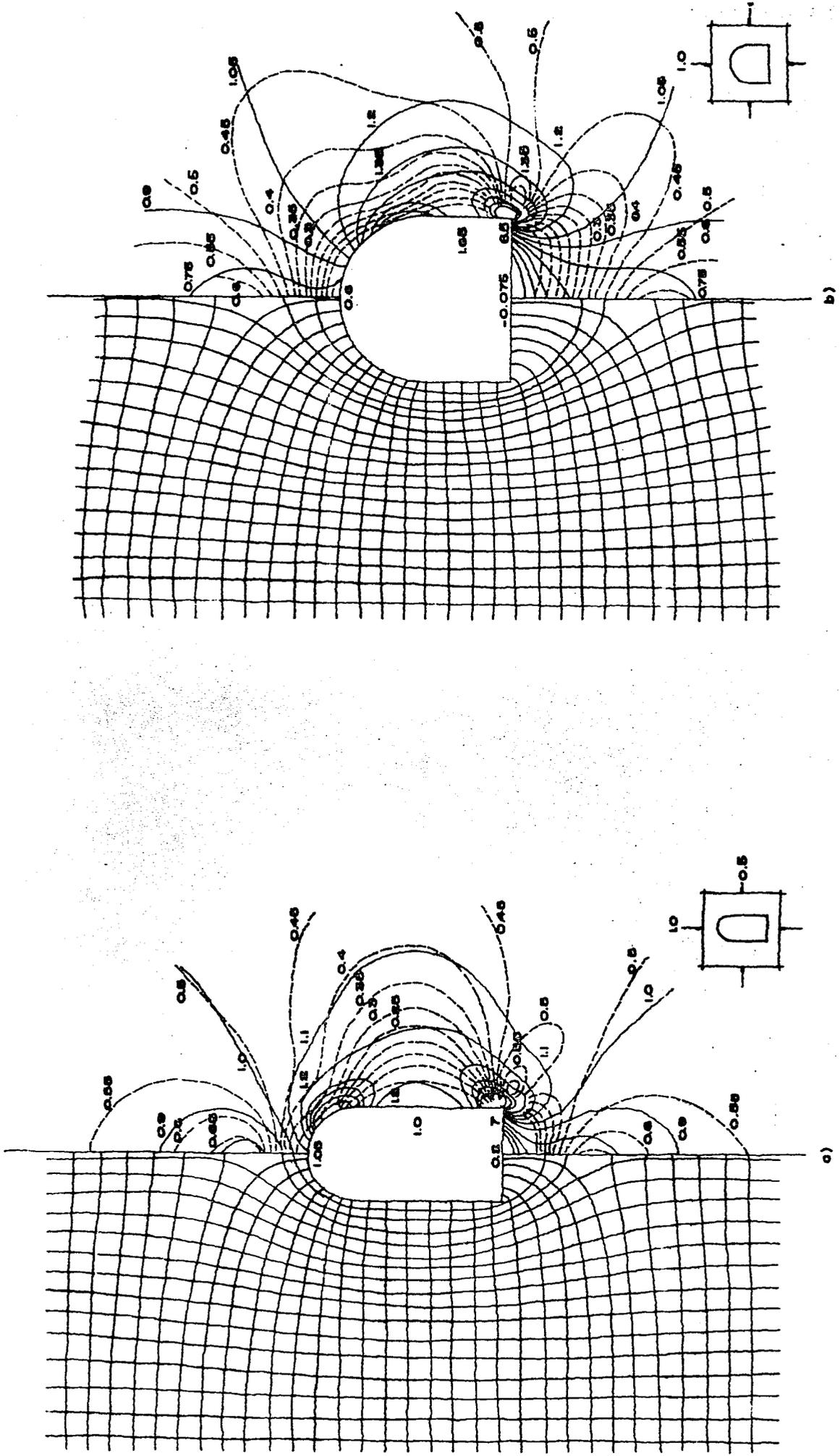
Teóricamente, cuando se construye un túnel en una masa de roca plegada, su geometría deberá adecuarse al estado de esfuerzos imperante en el sitio; ésto es, para que la distribución de esfuerzos sea lo más uniforme posible en la periferia de la abertura, se deberá construir un túnel cuya sección transversal sea una elipse, con su eje mayor paralelo al máximo esfuerzo in situ.

Desde el punto de vista práctico, esta modificación constante de geometría es intolerable, puesto que se tendría que cambiar constantemente el proceso constructivo, incrementándose el costo de la obra, y dejando mucho que desear si la supervisión no es la adecuada.

En lo referente a excavaciones a cielo abierto, mediante la modificación de la geometría de un talud potencialmente inestable y del drenaje adecuado, anteriormente mencionado, el factor de seguridad contra deslizamiento se verá incrementado.

Es de suma importancia conocer las propiedades mecánicas del macizo: cohesión y ángulo de fricción interna, antes de modificar la sección del talud, puesto que si la masa de roca en tratamiento carece de cohesión es inútil disminuir el peso de la cuña potencialmente inestable, ya que esta disminución no se verá reflejada en el factor de seguridad, esto en el análisis por peso propio. Sin embargo, se deben realizar estudios económicos, con el fin de obtener la combinación más razonable de tratamiento, es decir, se deberá estudiar el sistema de anclaje por proporcionar y el volumen de roca por movilizar, ya que no es lo mismo estabilizar un gran volumen de roca, aun cuando se cuente con el mismo factor de seguridad, que un pequeño volumen del macizo.

En el caso de que existiera cohesión en la masa de roca, el procedimiento más adecuado para modificar su geometría es barre-



nar en forma paralela al echado de los estratos de roca o planos de debilidad existentes. De esta manera, la masa de roca que se desea remover deslizará por estos planos de debilidad, en lugar de hacerlo por la matriz rocosa, trayendo como consecuencia un tratamiento mejor, más rápido y económico.

## ANEXO A

APLICACION DEL TENSOR DE PERMEABILIDAD AL DRENAJE E INYECCION DE LAS MASAS DE ROCA

Para el desarrollo de este anexo, se resolverá un ejemplo concreto en donde se determine una dirección (rumbo y echado) propicia para el correcto drenaje e inyección de los macizos rocosos.

Tomando como datos los propuestos por Goodman (ref. 11), problema 1 capítulo 5, se obtiene para cada junta o plano de debilidad su abertura y se ésta se encuentra rellena o limpia (estos dos últimos parámetros han sido calculados en forma aleatoria, debido a que se carecía de mayor información al respecto).

De los datos obtenidos se calcula, para cada uno de ellos,  $\theta$ ,  $\lambda$ ,  $K_{fi}$ ,  $K_i$ . Con lo que puede ser calculado el tensor de permeabilidad de cada falla estructural, y mediante la suma de todos ellos el tensor de permeabilidad de la masa de roca.

Tomando como parámetros:

- C :  $3E2$  (s/mm),
- L : 2,000 (mm),
- $K_{fi}$ : 10 (mm/s) para un relleno de arena,
- $\theta_i$  : pertenece a  $(0, \pi/2)$  y es positivo si ↻
- $\lambda_i$  : se mide a partir de  $N(X)$  y es positiva si ↻

JUNTA	RUMBO	ECHADO	$\lambda$ (°)	$\theta$ (°)	e	$K_{fi}$	$K_{fi}$ (rellena)
1	S40E	35NE	140	35	0.15	6.75	---
2	S42E	35NE	138	35	0.75	---	10.0
3	S40E	39NE	140	39	0.45	60.50	---
4	S30W	60NW	210	-60	0.35	36.70	---
5	S35W	61NW	215	-61	0.20	---	10.0
6	S41E	34NE	139	34	0.15	6.75	---
7	S32W	59NW	212	-59	0.45	---	10.0
8	S35W	62NW	215	-62	0.65	---	10.0

JUNTA	RUMBO	ECHADO	$\lambda(^{\circ})$	$\theta(^{\circ})$	e	$K_{fi}$	$K_{fi}$ (rellena)
9	S38E	37NE	142	37	0.90	---	10.0
10	S40E	37NE	140	37	0.10	3.00	---
11	S33W	61NW	213	-61	0.15	6.75	---
12	S33W	64NW	213	-64	0.85	---	10.0
13	S40E	37NE	140	37	0.20	---	10.0
14	S41W	36NE	139	36	0.85	217.0	---
15	S40W	62NW	220	-62	0.65	127.0	---
16	S38W	62NW	218	-62	0.75	169.0	---
17	S36W	63NW	216	-63	0.75	---	10.0
18	S38E	41NE	142	41	0.35	36.7	---
19	S25E	38NE	155	38	0.50	75.0	---
20	S30W	58NW	210	-58	0.45	60.5	---
21	N30E	30SE	30	-30	0.35	36.7	---
22	N35E	32SE	35	-32	0.65	---	10.0
23	N22E	28SE	22	-28	0.30	27.0	---
24	N45E	60NW	45	60	1.00	---	10.0
25	N55E	58NW	55	58	0.30	27.0	---
26	N40W	88NE	320	88	0.35	36.7	---
27	N50E	59NW	50	59	0.40	---	10.0
28	N40W	01NE	320	01	0.20	12.0	---
29	N30E	24SE	30	-24	0.95	---	10.0

de donde se obtiene:

$$\|K\| = \begin{vmatrix} 1.2317 & 0.9942 & -0.0891 \\ 0.9942 & 1.6883 & -0.0798 \\ -0.0891 & -0.0798 & 2.5091 \end{vmatrix}$$

que es el tensor de permeabilidad de la masa de roca.

Para determinar el polinomio característico debemos obtener el determinante del tensor de permeabilidad menos  $K_u \delta_{ij}$ , siendo:  $\delta_{ij}$  la unidad si  $i$  igual a  $j$ , o bien, cero si  $i$  diferente de  $j$ ,  $K_u$  los valores característicos.

Resolviendo el polinomio característico se determinan los va

lores característicos, que representan las componentes principales de permeabilidad.

$$|\det K - K_a \delta_{ij}| = K_a^3 - 5.4291K_a^2 - 8.4035K_a - 2.7173 = 0$$

de donde:

$$K_I = 2.5833 ; K_{II} = 2.4092 ; K_{III} = 0.4366$$

Sustituyendo cada uno de los valores característicos en la matriz  $[[K - K_a \delta_{ij}]]$ , y resolviendo el sistema de ecuaciones compatible indeterminado, se obtienen los vectores característicos  $\bar{J}_I$ ,  $\bar{J}_{II}$ ,  $\bar{J}_{III}$  que son las direcciones principales de la permeabilidad a través del macizo. Así:

$$\bar{J}_I = (0.4729, 0.5904, -0.6540)$$

$$\bar{J}_{II} = (0.5343, 0.6739, 0.5103)$$

$$\bar{J}_{III} = (0.7189, -0.5398, 0.4379)$$

Dado que  $\bar{J}_I$  y  $\bar{J}_{II}$  son las direcciones principales correspondientes a las componentes, mayor e intermedia, éstas últimas también principales, de la permeabilidad se puede encontrar un plano que contenga a dichos vectores y por medio de éste último un vector que sea perpendicular a él. Esto se logra mediante el producto vectorial de  $\bar{J}_I$  y  $\bar{J}_{II}$ . De donde se obtiene que:

$$\bar{n}_1 = \bar{J}_I \times \bar{J}_{II} = (0.719, -0.540, 0.003)$$

Con la proyección de éste vector normal sobre el plano horizontal se obtiene el rumbo de la perforación, cuyo echado se determina a partir del producto escalar, entre el vector normal y su proyección en el plano horizontal Así:

$$\text{RUMBO} = \tan^{-1} \frac{n_{11}}{n_{11}} = N38.5W \quad \text{ECHADO} = \cos^{-1} \left( \frac{n_{11}}{\sqrt{n_{11}^2 + n_{1j}^2}} \right) = 18.5^\circ$$

## ANEXO B

## ANÁLISIS DE INTERACCIÓN ROCA-SOPORTE (ref.13)

El análisis de la interacción roca-soporte es un problema extraordinariamente teórico debido al gran número de factores, los cuales deben de ser tomados en cuenta, para derivar en soluciones coherentes. Una serie de suposiciones simplificadorias deben ser hechas, a fin de reducir este problema a proporciones adecuadas para su manejo.

SUPOSICIONES BASICAS (fig. B.1)

\_ Geometría del túnel.- El análisis asume un túnel circular de radio inicial  $r_i$ . La longitud del túnel es tal que el problema puede ser tratado bidimensionalmente.

\_ Esfuerzo in situ.- Se idealiza que los esfuerzos in situ, horizontal y vertical, son iguales y tienen una magnitud  $P_o$ .

\_ Presión de soporte.- Se asume que el soporte instalado ejerce una presión radial uniforme de soporte  $P_i$  en las paredes del túnel.

\_ Propiedades del material de la matriz rocosa.- Se idealiza - que la matriz rocosa es elástica lineal y es caracterizada por el módulo de Young,  $E$ , y la relación de Poisson,  $\nu$ . La falla de este material es definida por la ecuación:(fig. B.2)

$$\sigma_1 = \sigma_3 + (m\sigma_c\sigma_3 + s\sigma_c^2)^{1/2} \quad (1)$$

\_ Propiedades del material del macizo rocoso.- Se supone que la roca fracturada que rodea al túnel es perfectamente plástica y satisface el siguiente criterio de falla:(fig. B.2)

$$\sigma_1 = \sigma_3 + (m_r\sigma_c\sigma_3 + s_r\sigma_c^2)^{1/2} \quad (2)$$

\_ Deformación volumétrica.- En la región elástica, ésta se encuentra gobernada por las constantes  $E$  y  $\nu$ . En la falla, la roca se dilatará, incrementando su volumen, y las deformaciones son calculadas utilizando la regla asociada al flujo, de la te

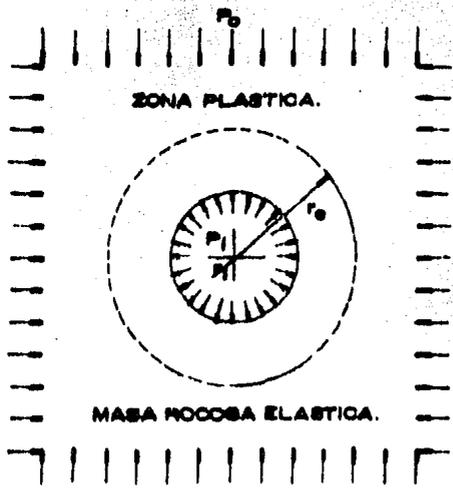


FIGURA B.1 GEOMETRIA SUPUESTA DEL TUNEL.

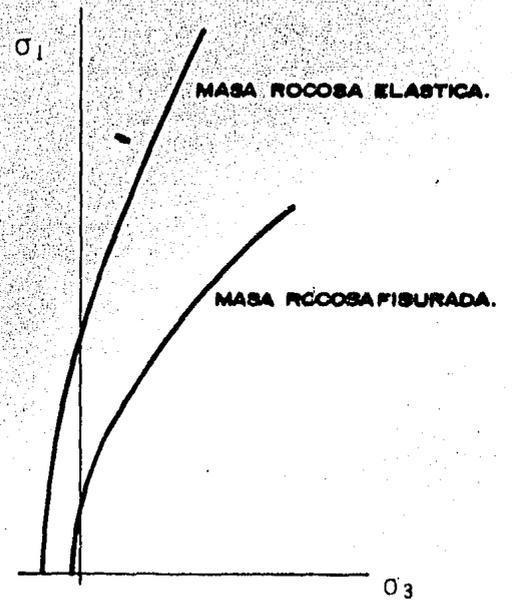


FIGURA B.2 CRITERIO DE FALLA SUPUESTO PARA LA MASA DE ROCA ORIGINAL Y MASA DE ROCA FISURADA.

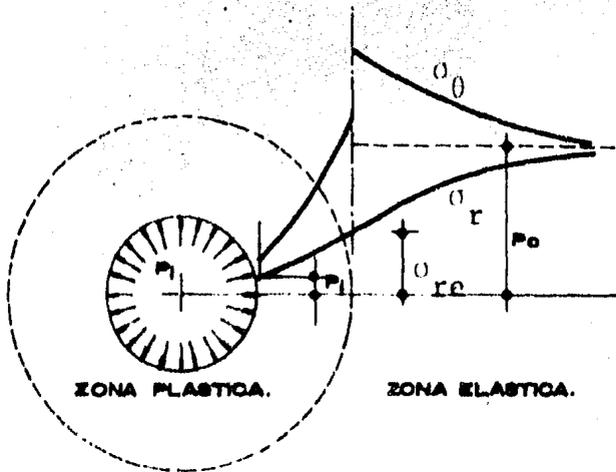


FIGURA B-3 NOTACION PARA ESFUERZOS ALREDEDOR DEL TUNEL.

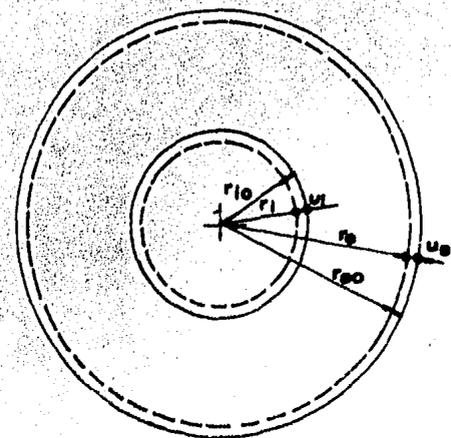


FIGURA B.4 NOTACION PARA DESPLAZAMIENTOS ALREDEDOR DEL TUNEL.

ría de la plasticidad.

\_ Comportamiento a través del tiempo.- Se idealiza que, tanto la matriz rocosa como la masa de roca, no exhiben cambio a través del tiempo.

\_ Extensión de la zona plástica.- La zona plástica se extiende hasta una distancia  $r_e$ , la cual depende de: el esfuerzo in situ, la presión de soporte, y de las características del material, - tanto elásticas como plásticas.

\_ Simetría radial.- Del planteamiento de los anteriores puntos, se notará, que el problema ha sido analizado como simétrico alrededor del eje del túnel. Si el peso de la roca, en la zona fisurada, fuera incluido en este análisis, esta simetría desaparecería.

Puesto que el peso de esta roca fisurada es extremadamente importante en el diseño del soporte, una asignación para este peso es tomada en cuenta después de que el análisis básico ha sido realizado.

#### ANÁLISIS DE ESFUERZOS (fig. B.3)

Para el caso de simetría cilíndrica, la ecuación diferencial de equilibrio es:

$$\frac{\partial \sigma_r}{\partial r} + \frac{(\sigma_r - \sigma_\theta)}{r} = 0 \quad (3)$$

Satisfaciendo esta ecuación para comportamiento elástico lineal, y las condiciones de frontera  $\sigma_r = \sigma_{re}$  en  $r = r_e$  y  $\sigma_r = P_0$  en  $r = \infty$ , - se obtienen las siguientes ecuaciones para los esfuerzos en la región elástica:

$$\sigma_r = P_0 - (P_0 - \sigma_{re})(re/r)^2 \quad (4)$$

$$\sigma_\theta = P_0 + (P_0 - \sigma_{re})(re/r)^2 \quad (5)$$

Dentro de la zona fisurada, el criterio de falla definido por la ecuación 2 debe ser satisfecho. Recordando que, en este problema  $\sigma_\theta = \sigma_1$  y  $\sigma_r = \sigma_3$ , la ecuación debe ser reescrita como:

$$\sigma_{\theta} = \sigma_r + (m_r \sigma_c \sigma_r + s \sigma_c^2)^{1/2} \quad (6)$$

Integrando la ecuación 3 y substituyendo la condición de frontera  $\sigma_r = P_i$  en  $r=r_i$  se obtiene la ecuación para el esfuerzo radial en la roca fisurada:

$$\sigma_r = \frac{m_r \sigma_c}{4} (\ln(r/r_i))^2 + \ln(r/r_i) (m_r \sigma_c P_i + s \sigma_c^2)^{1/2} + P_i \quad (7)$$

Con el fin de evaluar  $\sigma_{re}$  y el radio  $r_e$  de la zona fisurada, se utiliza el hecho de que el criterio de falla de la masa de roca original debe ser satisfecho en la frontera interna de la región elástica, por ejemplo en  $r=r_e$  donde, de las ecuaciones 4 y 5, la diferencia del esfuerzo principal es:

$$\sigma_{re} - \sigma_{\theta e} = (2P_o - \sigma_{re}) \quad (8)$$

El criterio de falla de la matriz rocosa está dado por la ecuación 1, la cual deberá ser expresada como:

$$\sigma_1 - \sigma_3 = \sigma_c (m \sigma_3 / \sigma_c + s)^{1/2} \quad (9)$$

Substituyendo  $\sigma_1 = \sigma_{\theta e}$  y  $\sigma_3 = \sigma_{re}$  en la ecuación 9 y posteriormente en las ecuaciones 8 y 9 se obtiene:

$$\sigma_{re} = P_o - M \sigma_c \quad (10)$$

donde 
$$M = \frac{1}{2} ((m/4)^2 + m P_o / \sigma_c + s)^{1/2} - m/8 \quad (11)$$

El criterio de falla, para la roca fisurada, también debe ser satisfecho en  $r=r_e$  y, por lo tanto, de la ecuación 7 :

$$\sigma_{re} = \frac{m_r \sigma_c}{4} (\ln(r_e/r_i))^2 + \ln(r_e/r_i) (m_r \sigma_c P_i + s \sigma_c^2)^{1/2} + P_i \quad (12)$$

Igualando los valores de  $\sigma_r$  dados por las ecuaciones 10 y 12, se obtiene la siguiente ecuación para el radio de la zona plás-

$$r_e = r_i \cdot e^{(N-2(m_r \sigma_c P_i + s_r \sigma_c^2))^{1/2} / (m_r \sigma_c)} \quad (13)$$

$$\text{donde } N = \frac{2}{m_r \sigma_c} (m_r \sigma_c P_o + s_r \sigma_c^2 - m_r \sigma_c^2 M)^{1/2} \quad (14)$$

Se observará de la ecuación 10, que la zona de roca fisurada -- existirá, sí y solo sí, la presión interna de soporte  $P_i$  es menor que el valor crítico dado por:

$$P_i \text{ menor que } P_{cr} = P_o - M \sigma_c \quad (15)$$

#### ANALISIS DE DEFORMACIONES (fig. B.4)

Los desplazamientos radiales de la frontera elástica,  $u_e$ , - producidos por la reducción de  $\sigma_r$ , de su valor inicial de  $P_o$  a  $r_e$ , son determinados de la teoría de la elasticidad, por medio, de la siguiente ecuación:

$$u_e = \frac{(1 + \nu)}{E} (P_o - \sigma_{r_e}) r_e \quad (16)$$

$$\text{o utilizando la ecuación 10: } u_e = \frac{(1 + \nu)}{E} M \sigma_c \cdot r_e \quad (17)$$

Siendo  $e_{av}$  el promedio de la deformación plástica volumétrica - (positiva para decrementos de volumen) asociada con el tránsito de la roca, del estado original al estado fisurado, y comparando los volúmenes de la zona fisurada, antes y después de su formación, obtenemos:

$$\pi (r_e^2 - r_i^2) = \pi ((r_e + u_e)^2 - (r_i + u_i)^2) (1 - e_{av}) \quad (18)$$

$$\text{simplificando se obtiene } u_i = r_{i0} \left(1 - \frac{1 - e_{av}}{1 + A}\right)^{1/2} \quad (19)$$

Substituyendo los términos  $r_o/r_i$  y  $u_e/r_e$  de las ecuaciones 13 y 16, respectivamente, se tiene:

$$A = \left( \frac{2(1+\nu)}{E} M \sigma_c - e_{av} \right) e^{2N} - \frac{4}{m_r \sigma_c} (m_r \sigma_c P_i + s_r \sigma_c^2)^{1/2} \quad (21)$$

La derivación de  $e_{av}$  va más allá de los objetivos de esta tesis, por lo que nada más se presenta la expresión resultante:

$$e_{av} = \frac{2(u_e/r_e)(r_e/r_i)^2}{((r_e/r_i)^2 - 1)(1 + 1/R)} \quad (22)$$

El valor de R depende del espesor de la zona fisurada. Para una zona fisurada gruesa, esto es,  $r_e/r_i$  mayor que tres:

$$R = 1.1D \quad (23); \text{ si no } R = 2D \ln(r_e/r_i) \quad (24)$$

donde

$$D = \frac{-m}{m + 4(m \sigma_{r_e} / \sigma_c + s)^{1/2}} \quad (25)$$

#### ECUACION DE LA CURVA DE SOPORTE REQUERIDO (fig. B.6)

Para  $p_i$  menor que  $P_i$  menor que  $P_o$ , la respuesta de la masa de roca es  $cr$  elástica, y la ecuación de la curva para el soporte requerido esta dada por:

$$\frac{u_i}{r_{io}} = \frac{(1 + \nu)}{E} (P_o - P_i) \quad (26)$$

Para  $P_i$  menor que  $P_i$ , existe una zona fisurada, por lo que, la curva de soporte  $cr$  requerido está dada por la ecuación 20.

#### ASIGNACION PARA EL PESO MUERTO DE LA ROCA FISURADA (fig. B.5)

La línea de soporte requerido, definida por las ecuaciones 19 y 26, puede ser considerada representativa del comportamiento de las paredes del túnel, puesto que, los esfuerzos y las deformaciones, en estas regiones, no se ven afectados por el peso muerto de la roca fisurada. Por lo tanto, la presión de soporte,  $P_1$ , puede ser incrementada, en el caso del techo, o decrementada, en el caso del piso, mediante la expresión  $\gamma_r(r_e - r_i)$ , donde

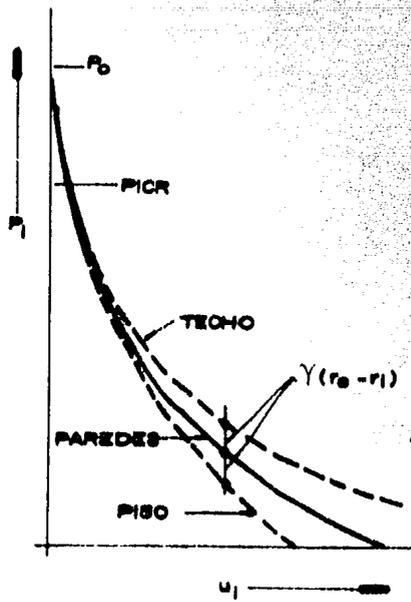


FIGURA 8.5 LINEAS DE SOPORTE REQUERIDO PARA LA ROCA QUE RODEA AL TUNEL.

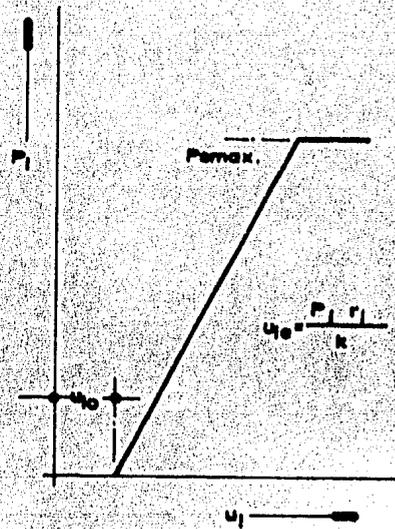


FIGURA 8.6 CURVA DE SOPORTE REQUERIDO.

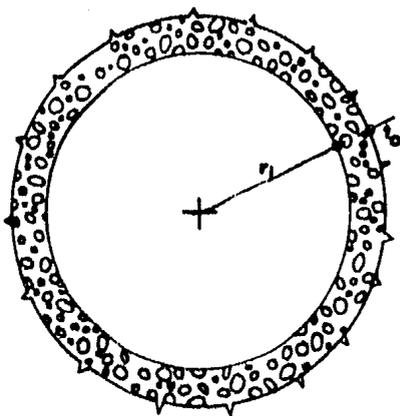


FIGURA 8.7 REVESTIMIENTO DE CONCRETO

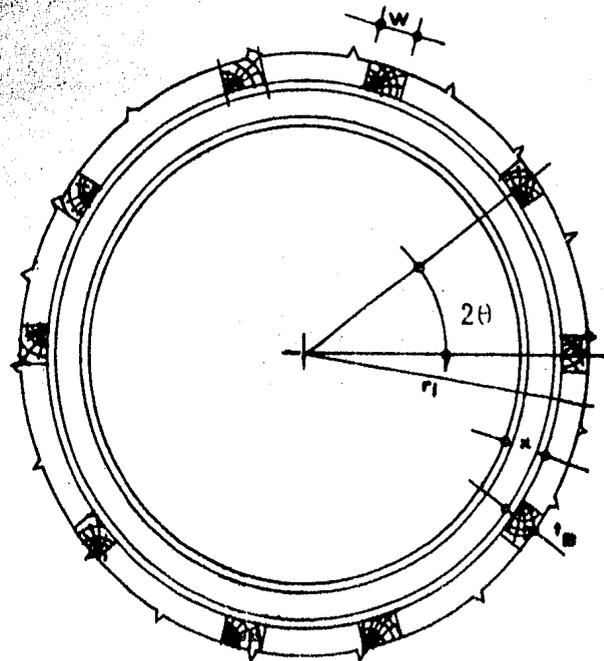


FIGURA 8.8 MARCOS METALICOS ACUÑADOS.

$\gamma_r$  es el peso volumétrico de la roca fisurada.

Es de hacer notar, que esta corrección puede ser hecha solamente después de que la línea de soporte requerido ha sido calculada por medio de las ecuaciones 19 y 26.

Esta corrección, debe verse, como una simplificación gruesa, pero, dentro de la exactitud del análisis presentado anteriormente, proporciona una estimación razonable de la carga muerta de la roca fisurada.

#### ANALISIS DE SOPORTE DISPONIBLE

El soporte es, usualmente, instalado después de que cierto monto de convergencia a tomado lugar en el túnel. Esta convergencia inicial, denotada como  $u_{i0}$ , es mostrada en la figura

La rigidez del soporte instalado dentro del túnel, está caracterizada por la constante de rigidez ( $k$ ). Así, la presión radial de soporte,  $P_i$ , provista por el soporte, esta dada por:

$$P_i = k \cdot u_{ie} / r_i \quad (27)$$

donde  $u_{ie}$  es la parte elástica de la deformación total  $u_i$ , por consiguiente:

$$u_i = u_{i0} + \frac{P_i r_i}{k} \quad (28)$$

La ecuación 28 será aplicada a un punto, en el cual, la resistencia del sistema de soporte es alcanzada. En el caso de revestimiento a base de: concreto hidráulico, concreto lanzado, marcos metálicos, o anclas de tensión se asumirá que la falla plástica del sistema de soporte ocurre en ese punto, y que las deformaciones adicionales ocurren a una presión constante de soporte. La presión máxima de soporte es definida como  $P_{smax}$ .

#### SOPORTE DISPONIBLE PARA EL REVESTIMIENTO DE CONCRETO HIDRAULICO O CONCRETO LANZADO (fig. B.7)

Una colada de concreto hidráulico in situ, o un revestimiento de concreto lanzado de espesor  $t_c$ , es aplicada dentro del túnel de radio  $r_i$ . La presión de soporte generada por este revestimiento, en respuesta a la convergencia del túnel, está dada por la

ecuación 27, donde:

$$k_c = \frac{E_c (r_i^2 - (r_i - t_c)^2)}{(1 + \nu_c) ((1 - 2\nu_c)r_i^2 + (r_i - t_c)^2)} \quad (29)$$

donde:

- $E_c$  = Módulo de elasticidad del concreto,
- $\nu_c$  = Relación de Poisson del concreto,
- $r_i$  = Radio del túnel,
- $t_c$  = Espesor del concreto.

Es de hacer notar, que la influencia del ligero reforzamiento, en el revestimiento, no se toma en cuenta en este cálculo de rigidez. Puesto que éste, juega un papel muy importante en el control y distribución de los esfuerzos en el revestimiento, pero no incrementa significativamente la rigidez del mismo.

En la práctica se acostumbra utilizar malla electrosoldada, para el caso de concreto lanzado, o barras ligeras de acero, en el caso de concreto hidráulico, con el fin de proporcionar las características, anteriormente señaladas, al revestimiento.

En cambio, cuando es incluido un reforzamiento importante en el revestimiento, por ejemplo, donde los marcos metálicos son ahogados en el concreto, la contribución de ambos sistemas debe ser tomada en cuenta. La acción de combinar sistemas de soporte será discutida posteriormente en este anexo.

Para este análisis, se idealiza que el revestimiento, de concreto lanzado o de concreto hidráulico, es impermeable, de tal manera, que la presión, interna o externa, de agua no influya en la presión de soporte. En el caso de túneles hidráulicos, en los cuales el revestimiento es impermeable, se deberá tomar en cuenta los esfuerzos adicionales inducidos por la presión de agua.

La presión máxima de soporte, que puede ser generada por un revestimiento de concreto, puede ser calculada por la teoría de los cilindros huecos bajo presión externa, y ésta es dada por:

$$P_{scmax} = \frac{1}{2} \sigma_c(\text{concreto}) \left( 1 - \frac{r_i^2}{(r_i + t_c)^2} \right) \quad (30)$$

donde  $\sigma_c$  es la resistencia a la compresión uniaxial del concreto hidráulico o de concreto lanzado.

#### SOPORTE DISPONIBLE PARA MARCOS METALICOS (fig. B.8)

La rigidez de un marco metálico esta definida por:

$$\frac{1}{k} = \frac{S \cdot r_i}{E_s A_s} + \frac{S \cdot r_i^3}{E_s I_s} \left( \frac{\theta (\theta + \text{sen} \theta \cos \theta)}{2 \text{sen}^2 \theta} - 1 \right) + \frac{2S \theta t_B}{E_B W} \quad (31)$$

donde:

$r_i$  = Radio del túnel,

$S$  = Espaciamiento longitudinal de los marcos,

$\theta$  = Angulo medio entre retakes,

$W$  = Ancho del patín del marco,

$A_s$  = Area de la sección transversal de la sección de acero,

$I_s$  = Momento de inercia de la sección de acero,

$E_s$  = Módulo de elasticidad del acero,

$t_B$  = Espesor del retake,

$E_B$  = Módulo de elasticidad del material de retake.

se supone que, en planta, el retake es cuadrado y, su lado, tiene una longitud igual a  $W$ .

La presión de soporte que puede ser soportada por el marco metálico es:

$$P_{ssmax} = \frac{3 A_s I_s \sigma_{ys}}{2S r_i \theta (3I_s + X A_s (r_i - (t_B + 0.5X)) (1 - \cos \theta))} \quad (32)$$

donde:

$X$  = Peralte de la sección de acero,

$\sigma_{ys}$  = Esfuerzo de fluencia del acero.

#### SOPORTE DISPONIBLE PARA ANCLAS SIN LECHADA

El soporte disponible para una ancla depende de las características de deformación de: la misma, la arandela de la placa, y de la cabeza del ancla, así como, de la deformación de la ca-

ña del ancla.

Los resultados de una prueba de adherencia, en un ancla, son presentados en la figura . El desplazamiento  $u_{eb}$  debido a la deformación elástica en la caña del ancla, está dada por:

$$u_{eb} = \frac{4 l T_b}{d_b^2 E_b} \quad (33)$$

donde:

$l$  = Longitud libre del ancla,

$E_b$  = Módulo de elasticidad del material del ancla,

$d_b$  = Diámetro del ancla,

$T_b$  = Carga en el ancla.

A este desplazamiento elástico se debe añadir una cantidad

$$u_{ab} = Q T_b \quad (34)$$

donde  $Q$  es una constante relativa a las características de carga-deformación del ancla, de la arandela y de la cabeza de ésta.

El valor de  $Q$  puede ser determinado de la curva carga-extensión, obtenida de una prueba de adherencia. Así:

$$Q = \frac{(u_2 - u_{eb2}) - (u_1 - u_{eb1})}{T_2 - T_1} \quad (35)$$

donde  $(u_1, T_1)$  y  $(u_2, T_2)$  son dos puntos de la porción lineal de la curva carga-extensión, tal y como se muestra en la figura B.9 . Con el fin de eliminar la respuesta no lineal, de un sistema de anclaje, debido a estratificación inicial, las componentes mecánicas de la arandela y del ancla son, normalmente, precargadas después de la instalación. Si ninguna precarga fuera aplicada al ancla, ésta seguiría la curva original de carga-extensión y sería significativamente menos rígida en su respuesta a la deformación dentro de la masa de roca.

Es importante señalar que la carga es inducida en el ancla -

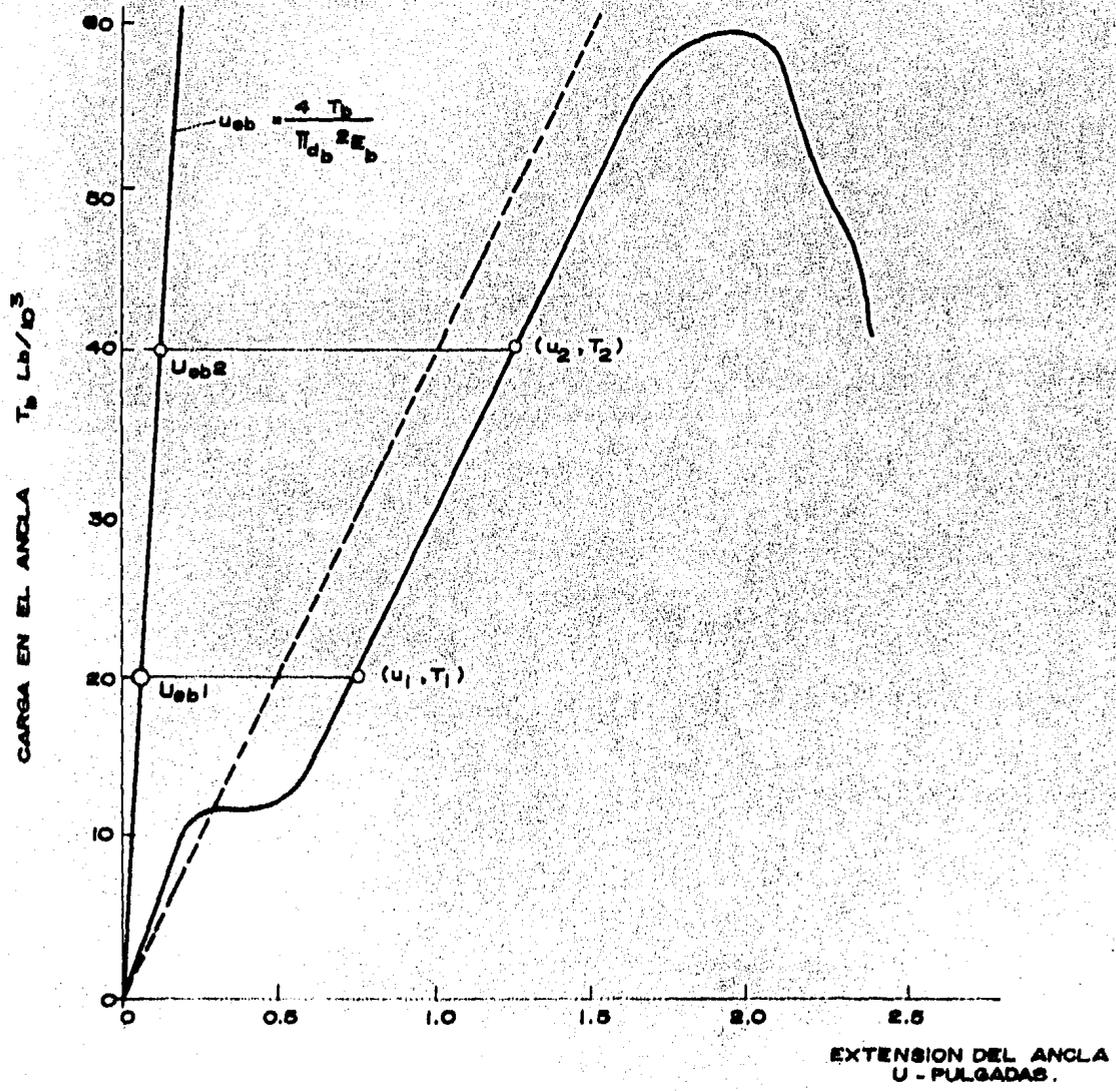


FIGURA B.9 CURVA RESULTANTE DE UNA PRUEBA DE ADHERENCIA.

por deformación de la masa de roca. Consecuentemente, la precarga aplicada al ancla después de su instalación no deberá ser -- excesiva, de otro modo, la capacidad remanente del ancla a aceptar carga de la masa de roca será muy baja.

Un ancla sin lechada, mecánicamente anclada, puede fallar repentinamente, tal y como se muestra en la figura B.9 , si la resistencia de la caña del ancla es excedida.

La rigidez  $k_b$  de un ancla sin lechada, mecánicamente anclada, está dada por:

$$\frac{1}{k_b} = \frac{S_c S_l}{r_i} \left( \frac{4 l}{\pi d_b^2 E_b} + Q \right) \quad (36)$$

donde:

$S_c$  = Espaciamiento circunferencial de las anclas,

$S_l$  = Espaciamiento longitudinal de las anclas.

La presión de soporte máxima soportada, la cual puede ser generada en un sistema de anclaje por deformación de la masa de roca, está dado por:

$$P_{sbmax} = \frac{T_{bf}}{S_c S_l} \quad (37)$$

donde:

$T_{bf}$  = Resistencia última del sistema de anclaje para una prueba de adherencia en una masa similar de roca, para la cual el sistema de anclaje ha sido diseñado.

#### SISTEMA DISPONIBLE PARA ANCLAS CEMENTADAS

Los conceptos de interacción roca-soporte, aplicables a los sistemas de soporte discutidos en las anteriores páginas, no pueden ser aplicados a las anclas cementadas. Esto es debido a -- que éstas no actúan independientemente de la masa de roca, y es por ésto que las deformaciones que ocurren, tanto en la masa de roca como en el sistema de soporte, no pueden ser separadas.

La acción de soporte de las anclas cementadas, como reforza-

miento interno de la masa de roca, actúa en forma similar a la del acero, en el concreto reforzado. Manteniendo unida a la masa de roca, y limitando la separación de los bloques individuales, los elementos cementados de reforzamiento limitan la dilatación en el macizo en las inmediaciones del túnel. Esto tiene el efecto de limitante, por lo que las constantes del material original ( $m$  y  $s$ ) se reducen a ( $m_r$  y  $s_r$ ).

#### REACCION DE SISTEMAS COMBINADOS DE SOPORTE

Cuando dos sistemas de soporte son combinados en una aplicación individual, se asume que la rigidez del sistema combinado de soporte es igual a la suma de la rigidez de cada uno de los componentes individuales:

$$k' = k_1 + k_2 \quad (38)$$

Es de hacer notar, que se supone que los dos sistemas de soporte son instalados al mismo tiempo.

La curva de soporte disponible para el sistema combinado está definida por:

$$u_i = u_{i0} + \frac{P_i r_i}{k'} \quad (39)$$

Esta ecuación se aplicará hasta que la deformación máxima que pueda ser tolerada por uno de los sistemas sea alcanzada.

En este punto, el sistema remanente de soporte será requerido para soportar la mayoría de la carga; pero su respuesta será, probablemente impredecible. Consecuentemente, la falla del primer sistema es considerada como la falla del sistema de soporte.

La deformación máxima que puede ser tolerada por cada sistema de soporte es determinada por la sustitución del valor apropiado de la presión máxima de soporte, procedente de las ecuaciones 30, 31, 33 y 38 en la ecuación 28.

\*\*\*\*\*PROGRAMA PRINCIPAL\*\*\*\*\*

PROGRAM PRINCIPAL

REAL A,DC,EAV,EIS,INVK1,INVK2,MEO,MC,NC,PCF,PCO,PI,PMAX12,PSMAX

REAL PSMAX1,PSMAX2,PVF,R,RCURI,RERI,RI,RPO,SCO,SCF,U12,UIERE,UI

REAL UIRIO,UIO,UIS,UIISC,UMAX1,UMAX2,YF,YT,INVK

REAL PAR1,PAR2,K1,K2,P,Q,KPRIMA

REAL FI1(40),FI2(40),FI3(40),UI1(40),UIS1(40),UIISC2(40)

REAL YF1(40),YT1(40)

INTEGER I,K,L,M,N

CHARACTER\*2 CLAVE

CHARACTER\*9 ELIJO

\*\*\*\*\*IMPRESION DEL ENCABEZADO\*\*\*\*\*

OPEN (UNIT=6,FILE='RES.LIS',STATUS='NEW')

CALL TITULO

\*\*\*\*\*LECTURA DE LOS DATOS DE LAS LINEAS DE SOPORTE PARA LA MASA DE ROCA\*\*\*

PRINT 5

WRITE(6,5)

1 FORMAT(/,15X,'CALCULO DE LAS LINEAS DE SOPORTE DISPONIBLE PARA LA MASA DE ROCA',///,15X,'DATOS REQUERIDOS:',//)

PRINT 9

READ(5,20)RCURI

WRITE(6,10)RCURI

9 FORMAT(1X,'RESISTENCIA A LA COMPRESION UNIAXIAL DE LA ROCA INTACTA (MPa)',/)

10 FORMAT(11X,'RESISTENCIA A LA COMPRESION UNIAXIAL DE LA ROCA INTACTA',T85,F11.3,T97,'MPa',/)

20 FORMAT(F10.3)

PRINT 29

READ(5,20)PCO

WRITE(6,30)PCO

29 FORMAT(1X,'PRIMERA CONSTANTE DEL MATERIAL DE LA MASA DE ROCA ORIGINAL',/)

30 FORMAT(11X,'PRIMERA CONSTANTE DEL MATERIAL DE LA MASA DE ROCA ORIGINAL',T85,F11.3,/)

PRINT 39

READ(5,20)SCO

WRITE(6,40)SCO

39 FORMAT(1X,'SEGUNDA CONSTANTE DEL MATERIAL DE LA MASA DE ROCA ORIGINAL',/)

40 FORMAT(11X,'SEGUNDA CONSTANTE DEL MATERIAL DE LA MASA DE ROCA ORIGINAL',T85,F11.3,/)

PRINT 49

READ(5,20)MEO

WRITE(6,50)MEO

49 FORMAT(1X,'MODULO DE ELASTICIDAD DE LA MASA DE ROCA ORIGINAL (MPa)',/)

50 FORMAT(11X,'MODULO DE ELASTICIDAD DE LA MASA DE ROCA ORIGINAL',T85,F11.3,T97,'MPa',/)

PRINT 59

READ(5,20)RPO

WRITE(6,60)RPO

59 FORMAT(1X,'RELACION DE POISSON DE LA MASA DE ROCA ORIGINAL',/)

60 FORMAT(11X,'RELACION DE POISSON DE LA MASA DE ROCA ORIGINAL',T85,F11.3,/)

PRINT 69

READ(5,20)PCF

WRITE(6,70)PCF

69 FORMAT(1X,'PRIMERA CONSTANTE DEL MATERIAL DE LA MASA DE ROCA FISURADA',/)

70 FORMAT(11X,'PRIMERA CONSTANTE DEL MATERIAL DE LA MASA DE ROCA FISURADA',T85,F11.3,/)

PRINT 79

```

READ(5,20)SCF
WRITE(6,80)SCF
79 FORMAT(1X,'SEGUNDA CONSTANTE DEL MATERIAL DE LA MASA DE ROCA FISURADA',/)
80 FORMAT(11X,'SEGUNDA CONSTANTE DEL MATERIAL DE LA MASA DE ROCA FISURADA',T85,F11.3,/)
PRINT 89
READ(5,20)PWF
WRITE(6,90)PWF
89 FORMAT(1X,'PESO ESPECIFICO DE LA MASA DE ROCA FISURADA (MN/m3)',/)
90 FORMAT(11X,'PESO ESPECIFICO DE LA MASA DE ROCA FISURADA',T85,F11.3
1,T97,'MN/m3',/)
PRINT 99
READ(5,20)EIS
WRITE(6,100)EIS
99 FORMAT(1X,'MAGNITUD DEL ESFUERZO IN SITU (MPa)',/)
100 FORMAT(11X,'MAGNITUD DEL ESFUERZO IN SITU',T85,F11.3,T97,'MPa',/)
PRINT 109
READ(5,20)RT
WRITE(6,110)RT
109 FORMAT(1X,'RADIO DEL TUNEL (m)',/)
110 FORMAT(11X,'RADIO DEL TUNEL',T85,F11.3,T97,'m',/)
MC=0.5*SQRT((PCO/4.)*2.+PCO*EIS/RCURI+SCC)-PCO/4.
DC=-PCO/(PCO+4.*SQRT((PCO/RCURI)*(EIS-MC*RCURI)+SCC))
NC=2.*SQRT((EIS-MC*RCURI)/(PCF*RCURI)+SCC)/PCF
WRITE(6,120)
120 FORMAT(' ')
*****DETERMINACION DEL TIPO Y MAGNITUD DE LA DEFORMACION EN EL TUNEL*****
CLAVE='SI'
M=0
DO WHILE(CLAVE.EQ.'SI')
PRINT 130
130 FORMAT(/,10X,'PRESION DE SOPORTE (MPa)',/)
READ(5,20)PT
M=M+1
PI1(M)=PI
P=INT*,'RESTA=',EIS-MC*RCURI,' PI=',PI
IF(PI.GE.(EIS-MC*RCURI))THEN
*****CALCULO DE LOS PARAMETROS DE LA DEFORMACION ELASTICA*****
PRINT 140
140 FORMAT(/,10X,'LA DEFORMACION ES DE TIPO ELASTICO ALREDEDOR',/)
1
'DEL TUNEL')
UIR10=(1.+RPO)/NEG1(EIS-PI)
UI=(-UIR10*RI)/(UIR10-1.)*1000.
PRINT 150,UI
150 FORMAT(10X,'Y SU MAGNITUD ES DE',F5.2,' mm',/)
UI1(M)=UI
YT1(M)=PI
PI(M)=PI
ELSE
*****CALCULO DE LOS PARAMETROS DE LA DEFORMACION PLASTICA*****
PRINT 160
160 FORMAT(/,10X,'OCURRE FALLA PLASTICA ALREDEDOR DEL TUNEL',/)
UERE=((1.+RPO)/NEG1)*MC/RCURI
RERT=EXP(NC/2.*SQRT(PI1/(PCF*RCURI)+SCC)/(PCF+2.))
IF(RERT.LT.50)THEN
R=2.*DC*ALQ(RERT)
ELSE
R=1.1*DC
ENDIF
EAU=2.*UERE*RERT**2//RERT**2-1.)*1.1//RERT
A=(2.*UERE*EAU/RERT**2)

```

```
UI=(-UIRIO*RI)/(UIRIO-1.)*1000.
```

```
YT=PI+PUF*(RERI*KRI-RI)
```

```
YP=PI-PUF*(RERI*KRI-RI)
```

```
PRINT 180,UI,YT,PI,YF
```

```
180 FORMAT(10X,'CON UN DESPLAZAMIENTO DE',F6.2,'mm, Y PRESIONES'
1 ' EN:',/,10X,'EL TECHO DE =',F6.3,'MPa',/,10X,'LAS PAREDES'
2 ' DE=',F6.3,'MPa',/,10X,'EL PISO =',F6.3,'MPa')
```

```
UI1(M)=UI
```

```
YT1(M)=YT
```

```
YP1(M)=YP
```

```
ENDIF
```

```
PRINT 190
```

```
190 FORMAT(/,1X,'EXISTEN MAS DATOS PARA LA PRESION DE SOPORTE?')
READ(5,200)CLAVE
```

```
200 FORMAT(A2)
```

```
ENDDO
```

```
***IMPRESION DE LOS RESULTADOS DE LAS LINEAS DE SOPORTE****
```

```
WRITE(6,210)
```

```
210 FORMAT(7(/),15X,'RESULTADOS:',/,/,16X,'PRESION DE ',5X,'DEFORMAC
1 ION ',5X,'PRESION EN ',5X,'PRESION EN LAS',4X,'PRESION EN '
2 ,/,16X,'SOPORTE (MPa)',5X,'DEL TUNEL (mm)',5X,'EL TECHO (MPa)',5X,
3 'PAREDES (MPa)',5X,'EL PISO (MPa)')
```

```
N=M
```

```
DO M=1,N
```

```
WRITE(6,220)PI1(M),UI1(M),YT1(M),PI1(M),YP1(M)
```

```
220 FORMAT(T20,F6.3,T39,F6.2,T57,F6.3,T76,F6.3,T93,F6.3)
```

```
ENDDO
```

```
WRITE(6,120)
```

```
***ELECCION DEL SISTEMA DE SOPORTE PARA EL TUNEL****
```

```
CLAVE='SI'
```

```
DO WHILE(CLAVE.EQ.'SI')
```

```
I=6
```

```
IF(I,NE,5)THEN
```

```
PRINT 230
```

```
230 FORMAT(4(/),1X,'CUAL ES EL NUMERO DEL SISTEMA DE SOPORTE PARA'
1 ' EL TUNEL?',/,/,5X,'(1) REVESTIMIENTO DE CONCRETO O CONCRETO '
2 ' LANZADO',/,5X,'(2) MARCOS METALICOS ACUNADOS',/,5X,'(3) ANCL'
3 ' AS ANCLADAS MECANICAMENTE SIN LECHADA',/,5X,'(4) UNA COMBINA'
4 ' CION DE DOS DE LOS ANTERIORES SISTEMAS',/,5X,'(5) NINGUNO',/)
```

```
READ(5,240)I
```

```
240 FORMAT(I1)
```

```
IF(I,EQ,1)THEN
```

```
CALL CONCRETO (INVK,PSMAX,RI)
```

```
ELSE
```

```
IF(I,EQ,2)THEN
```

```
CALL MARCO (INVK,PSMAX,RI)
```

```
ELSE
```

```
IF(I,EQ,3)THEN
```

```
CALL ANCLA (INVK,PSMAX,RI)
```

```
ELSE
```

```
IF(I,EQ,4)THEN
```

```
CALL COMBINADO (INVK1,PSMAX1,INVK2,PSMAX2,RI)
```

```
ELSE
```

```
IF(I,EQ,5)THEN
```

```
PRINT 240
```

```
FORMAT(/,5X,'TECLEE EN LOS SIGUIENTES DOS LETRE'
' ROS LA PALABRA NO')
```

```
ENDIF
```

PRINT 250

250 FORMAT(/,1X,'EL SISTEMA DE SOPORTE ELEGIDO ES SENCILLO O. COMBIN'  
1 'ADO?',//)

READ(5,260)ELIJO

133

260 FORMAT(A9)

IF(ELIJO.EQ.'SENCILLO')THEN

\*\*\*\*CALCULO DE LA CURVA DE SOPORTE DISPONIBLE PARA UN SISTEMA SENCILLO\*\*\*\*

PRINT 270

270 FORMAT(/,8X,'CURVA DE SOPORTE DISPONIBLE PARA UN SISTEMA SENC'  
1 'ILLO DE SOPORTE',//,8X,'DATOS REQUERIDOS:',//,8X,'DEFORMACION'

2 ' INICIAL DEL TUNEL ANTERIOR',//,8X,'A LA INSTALACION DEL SOPO'

3 'RTE (m)')

READ(5,275)UI0

275 FORMAT(F11.6)

WRITE(6,280)UI0

280 FORMAT(/,18X,'CURVA DE SOPORTE DISPONIBLE PARA UN SISTEMA SEN'  
1 'CILLO DE SOPORTE',//,18X,'DATOS REQUERIDOS:',//,18X,'DEFORMAC'

2 'ION INICIAL DEL TUNEL ANTERIOR',//,18X,'A LA INSTALACION DEL '

3 'SOPORTE',F11.4,1X,'m')

CLAVE='SI'

K=0

DO WHILE(CLAVE.EQ.'SI')

PRINT 290

290 FORMAT(/,8X,'PRESION DE SOPORTE (MPa)')

READ(5,20)PI

K=K+1

PI2(K)=PI

IF(PI.LT.PSMAX)THEN

UIS=(UI0/RI+PI\*INVK)\*RI\*1000.

PRINT 300,UIS

300 FORMAT(/,5X,'LA DEFORMACION EN EL TUNEL ES DE',F11.3,'mm')

UIS1(K)=UIS

ELSE

PRINT 310

310 FORMAT(/,5X,'SE EXCEDIO LA PRESION PERMISIBLE MAXIMA DE '  
1 'SOPORTE PARA EL SISTEMA ELEGIDO')

UIS1(K)=999.99

ENDIF

PRINT 320

320 FORMAT(/,1X,'EXISTEN MAS DATOS PARA LA PRESION DE SOPORTE?'

1 )  
READ(5,200)CLAVE

ENDDO

WRITE(6,325)

325 FORMAT(3(/),15X,'RESULTADOS:',//,25X,'PRESION DE SOPORTE '  
1 '(MPa)',25X,'DEFORMACION DEL TUNEL (mm)')

L=K

DO K=1,L

WRITE(6,330)PI2(K),UIS1(K)

330 FORMAT(T34,F6.3,T85,F6.2)

ENDDO

WRITE(6,120)

ELSE

IF(ELIJO.EQ.'COMBINADO')THEN

\*\*\*\*CALCULO DE LA CURVA DE SOPORTE DISPONIBLE PARA UN SISTEMA COMBINADO\*\*\*\*

WRITE(6,120)

PRINT 340

340 FORMAT(7(/),

1 8X,'CURVA DE SOPORTE DISPONIBLE PARA UN SISTEMA COM'

2 'BINADO DE SOPORTE',//,8X,'DATOS REQUERIDOS:',//,8X,'DEFORMAC'

3 'ION DEL TUNEL ANTERIOR',//,8X,'A LA INSTALACION DEL SOPORTE '

(m)'  
READ(5,275)UI0

```

WRITE(6,350)G10
350 FORMAT(7(//),13X,'CURVA DE SOPORTE DISPONIBLE PARA UN SISTEMA'
' COMBINADO DE SOPORTE',//,13X,'DATOS REQUERIDOS:',//,13X,'DE'
1 'FORMACION INICIAL DEL TUNEL ANTERIOR',//,13X,'A LA INSTALAC'
2 'ION DEL SOPORTE ',F11.4,1X,'(mm)')
PAR1=PSMAX1*INVK1
PAR2=PSMAX2*INVK2
P=PAR1
Q=PAR2
IF(PAR1.GT.PAR2)THEN
  PAR1=Q
  PAR2=P
ENDIF
UMAX1=PAR1*RI
UMAX2=PAR2*RI
K1=1./INVK1
K2=1./INVK2
PRINT 379,PAR1,PAR2,UMAX1,UMAX2,K1,K2
379 FORMAT(6(F10.4,3X))
CLAVE='SI'
K=0
PSMAX12=UMAX1*(K1+K2)/RI
KPRIMA=K1+K2
PRINT 380,PSMAX12,KPRIMA
380 FORMAT(//,1X,'LA PRESION MAXIMA DE SOPORTE SUMINISTRADA PO'
1 'R',//,' EL SISTEMA COMBINADO ES DE',T55,F11.3,T67,' MPa',//,
2 'LA RIGIDEZ DEL SISTEMA COMBINADO ES DE',T55,F11.3,//)
DO WHILE(CLAVE.EQ.'SI')
  PRINT 360
360 FORMAT(/,8X,'PRESION DE SOPORTE (MPa)')
  READ(5,20)P1
  U12=RI*P1/(K1+K2)
  PRINT 370,UMAX1,UMAX2,U12
370 FORMAT(5X,'UMAX1=',F8.5,5X,'UMAX2=',F8.5,5X,'U12=',F8.5)
  IF((U12.LT.UMAX1).AND.(UMAX1.LT.UMAX2))THEN
    K=K+1
    PI3(K)=PI
    UISC=(U10/RI+PI/(K1+K2))*RI*1000.
    UISC2(K)=UISC
    PRINT 390,UISC
390 FORMAT(/,8X,'LA DEFORMACION EN EL TUNEL ES DE',F6.2,'mm'
1 )
  ELSE
    IF((U12.GT.UMAX1).AND.(UMAX1.LT.UMAX2))THEN
      PRINT 400
400 FORMAT(/,1X,'SE EXCEDIO LA PRESION DE SOPORTE DEL SIS'
1 'TEMA COMBINADO')
      UISC2(K)=999.99
    ENDIF
  ENDIF
  PRINT 410
410 FORMAT(//,1X,'EXISTEN MAS DATOS PARA LA PRESION DE SOPORTE?'
1 )
  READ(5,420)CLAVE
  FORMAT(A2)
  ENDDO
  WRITE(6,422)
422 FORMAT(3(//),15,' RESULTADOS:',//,25X,'PRESION DE SOPORTE '
1 '(MPa)',25X,'DEFORMACION DEL TUNEL (mm)')
  L=K
  DO K=1,L
    WRITE(6,424)PI3(K),UISC2(K)
424 FORMAT(T30,F6.2,25X,F6.2)

```

```

ENDDO
WRITE(6,120)
ELSE
ENDIF

```

```

430 PRINT 430
FORMAT(/,1X,'DESEA ALGUN OTRO SISTEMA DE SOPORTE?',///)
READ(5,420)CLAVE
ENDDO
PRINT *,'DESEA IMPRIMIR LOS RESULTADOS A PAPEL (1)'
PRINT *,'      CONSERVARLOS (2)'
PRINT *,'      BORRARLOS (3)'
READ(5,*)III
IF(III.EQ.1)THEN
  CLOSE(UNIT=6,DISPOSE='PRINT/DELETE')
ELSE IF(III.EQ.2)THEN
  CLOSE(UNIT=6,DISPOSE='KEEP')
ELSE IF(III.EQ.3)THEN
  CLOSE(UNIT=6,DISPOSE='DELETE')
ENDIF
CALL EXIT
END

```

```

****SUBROUTINA PARA LA IMPRESION DEL ENCABEZADO EN PANTALLA Y PAPEL****

```

```

SUBROUTINE TITULO
INTEGER*2 DIA,MES,ANIO
CALL IDATE(DIA,MES,ANIO)
WRITE(6,30)DIA,MES,ANIO
30 FORMAT(7(/),T91,I2,2(//,I2),/,T25,
  . 'UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO',//
  1,T35,'FACULTAD DE INGENIERIA',3(/),T20,'I N T E R A C C I O N R
30 C A S O P O R T E',///,T19,'PROGRAMA EN EL LENGUAJE FORTRAN 77
4 QUE FORMA PARTE DE LA',/,T29,'T E S I S P R O F E S I O N A L',
5/,T31,'QUE PARA OBTENER EL TITULO DE',3(/),T30,'I N G E N I E R O
6 C I V I L',//,T42,'PRESENTA',//,T23,'MARCO ANTONIO RAFAEL
7 AMEZCUA SANDOVAL',4(/))
PRINT 40,DIA,MES,ANIO
40 FORMAT(7(/),T65,I2,2(//,I2),/,T19,
  . 'UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO',//
  1,T29,'FACULTAD DE INGENIERIA',3(/),T14,'I N T E R A C C I O N R
30 C A S O P O R T E',///,T13,'PROGRAMA EN EL LENGUAJE FORTRAN 77
4 QUE FORMA PARTE DE LA',/,T23,'T E S I S P R O F E S I O N A L',
5/,T25,'QUE PARA OBTENER EL TITULO DE',3(/),T24,'I N G E N I E R O
6 C I V I L',//,T36,'PRESENTA',//,T17,'MARCO ANTONIO RAFAEL
7 AMEZCUA SANDOVAL',4(/))
RETURN
END

```

```

****CALCULO DE LA RIGIDEZ Y PRESION MAXIMA DE SOPORTE PARA CONCRETO****

```

```

SUBROUTINE CONCRETO (INVK,PSMAX,RI)
REAL MEC,RPC,ER1,RI,RCUC,XZ,INVK,PSMAX,K
PRINT 5
WRITE(6,5)
5 FORMAT(7(/),15X,'CALCULO DE LA RIGIDEZ Y PRESION MAXIMA DE SOPORTE
1',' PARA CONCRETO O CONCRETO LANZADO',//,15X,'DATOS REQUERIDOS:',
2//)
PRINT 9
READ(5,20)MEC
WRITE(6,10)MEC
9 FORMAT(/,1X,'MODULO DE ELASTICIDAD DEL CONCRETO O CONCRETO LANZADO'
1,'(0 (MPa)')
10 FORMAT(/,11X,'MODULO DE ELASTICIDAD DEL CONCRETO O CONCRETO LANZA
1,'(0',T85,F11.3,T97,'MPa)')
PRINT 29
READ(5,20)RPC

```

```

20 FORMAT(F11.3)
   WRITE(6,30)RPC
29 FORMAT(/,1X,'RELACION DE POISSON DEL CONCRETO O CONCRETO LANZADO')
30 FORMAT(/,11X,'RELACION DE POISSON DEL CONCRETO O CONCRETO LANZADO'
   1,T85,F11.3)
   PRINT 49
   READ(5,20)ER1
   WRITE(6,50)ER1
49 FORMAT(/,1X,'ESPESOR DEL REVESTIMIENTO (m)')
50 FORMAT(/,11X,'ESPESOR DEL REVESTIMIENTO',T85,F11.3,T97,'m')
   WRITE(6,60)RI
60 FORMAT(/,11X,'RADIO DEL TUNEL',T85,F11.3,T97,'m')
   PRINT 69
   READ(5,20)RCUC
   WRITE(6,70)RCUC
69 FORMAT(/,1X,'RESISTENCIA A LA COMPRESION UNIAIXIAL DEL CONCRETO O
   1,' CONCRETO LANZADO (MPa)')
70 FORMAT(/,11X,'RESISTENCIA A LA COMPRESION UNIAIXIAL DEL CONCRETO O
   1,' CONCRETO LANZADO',T85,F11.3,T97,'MPa')
   XZ=(MEC*(RI**2,-(RI-ER1)**2.))
   INVK=((1.+RPC)*((1.-2.*RPC)*RI**2.+(RI-ER1)**2.)/XZ)
   PSMAX=0.5*RCUC*(1,-(RI**2./(RI+ER1)**2.))
   K=1./INVK
   PRINT 80,K,PSMAX
   WRITE(6,85)K,PSMAX
80 FORMAT(///,1X,'LA RIGIDEZ DEL CONCRETO LANZADO ES DE',T63,
   1F11.4,/,1X,'Y LA PRESION MAXIMA DE SOPORTE SUMINISTRADA POR EL MI
   2,'GMO ES DE',F11.3,T77,'MPa',///)
85 FORMAT(///,15X,'LA RIGIDEZ DEL CONCRETO LANZADO ES DE',T85,
   1F11.4,/,15X,'Y LA PRESION MAXIMA DE SOPORTE SUMINISTRADA POR EL M
   2,'ISMO ES DE',T85,F11.3,T97,'MPa',///)
   RETURN
   END

```

\*\*\*\*\*CALCULO DE LA RIGIDEZ Y PRESION MAXIMA DE SOPORTE PARA MARCOS METALICOS\*

```

SUBROUTINE MARCO (INVK,PSMAX,RI)
IMPLICIT NONE
REAL PSMAX,INVK,APM,ASA,ASTA,MISA,MESA,EFA,RI,ELH,TETA,ER,HEM,K
REAL M1,M2,M3,M4,M5,M6,M7
PRINT 5
WRITE(6,5)
5 FORMAT(7(//),15X,'CALCULO DE LA RIGIDEZ Y PRESION MAXIMA DE SOPORTE
1 PARA MARCOS METALICOS ACUNADOS',/,15X,'DATOS REQUERIDOS:',//)
PRINT 10
READ(5,20)APM
WRITE(6,30)APM
10 FORMAT(/,1X,'ANCHO DEL PATIN DEL MARCO (m)')
20 FORMAT(F11.4)
30 FORMAT(/,11X,'ANCHO DEL PATIN DEL MARCO',T85,F11.3,T97,'m')
PRINT 39
READ(5,20)ASA
WRITE(6,40)ASA
39 FORMAT(/,1X,'PERALTE DE LA SECCION DEL MARCO DE ACERO (m)')
40 FORMAT(/,11X,'PERALTE DE LA SECCION DEL MARCO DE ACERO',T85,F11.4,
   1,T97,'m')
PRINT 49
READ(5,20)ASTA
WRITE(6,50)ASTA
49 FORMAT(/,1X,'AREA DE LA SECCION TRANSVERSAL DEL MARCO DE ACERO (m2
   1)')
50 FORMAT(/,11X,'AREA DE LA SECCION TRANSVERSAL DEL MARCO DE ACERO',
   1,T85,F11.4,T97,'m2')
PRINT 59

```

```

58 FORMAT(E12.4)
   WRITE(6,60)MISA
59 FORMAT(/,1X,'MOMENTO DE INERCIA DE LA SECCION DE ACERO (m4)')
60 FORMAT(/,11X,'MOMENTO DE INERCIA DE LA SECCION DE ACERO',T85,
   1E12.4,T97,'m4')
   PRINT 69
   READ(5,20)MESA
   WRITE(6,70)MESA
69 FORMAT(/,1X,'MODULO DE ELASTICIDAD DE LA SECCION DE ACERO (MPa)')
70 FORMAT(/,11X,'MODULO DE ELASTICIDAD DE LA SECCION DE ACERO',T85,
   1F11.4,T97,'MPa')
   PRINT 79
   READ(5,20)EFA
   WRITE(6,80)EFA
79 FORMAT(/,1X,'ESFUERZO DE FLUENCIA DEL ACERO (MPa)')
80 FORMAT(/,11X,'ESFUERZO DE FLUENCIA DEL ACERO',T85,F11.4,T97,'MPa')
   WRITE(6,90)RI
90 FORMAT(/,11X,'RADIO DEL TUNEL',T85,F11.3,T97,'m')
   PRINT 99
   READ(5,20)ELM
   WRITE(6,100)ELM
99 FORMAT(/,1X,'ESPACIAMIENTO LONGITUDINAL DE LOS MARCOS METALICOS',
   1,'(m)')
100 FORMAT(/,11X,'ESPACIAMIENTO LONGITUDINAL DE LOS MARCOS METALICOS',
   1T85,F11.3,T97,'m')
   PRINT 109
   READ(5,20)TETA
   WRITE(6,110)TETA
109 FORMAT(/,1X,'ANGULO MEDIO ENTRE RETAQUES (RADIANTES)')
110 FORMAT(/,11X,'ANGULO MEDIO ENTRE RETAQUES',T85,F11.4,T97,
   1'RADIANTES')
   PRINT 119
   READ(5,20)ER
   WRITE(6,120)ER
119 FORMAT(/,1X,'ESPESOR DEL RETAQUE (m)')
120 FORMAT(/,11X,'ESPESOR DEL RETAQUE',T85,F11.3,T97,'m')
   PRINT 129
   READ(5,20)HERM
   WRITE(6,130)HERM
129 FORMAT(/,1X,'MODULO DE ELASTICIDAD DEL MATERIAL DE RETAQUE (MPa)')
130 FORMAT(/,11X,'MODULO DE ELASTICIDAD DEL MATERIAL DE RETAQUE',
   1,T85,F11.3,T97,'MPa',/)
   M1=ELM*RI/(MESA*MISA)
   M2=ELM*RI**3./(MESA*MISA)
   M3=((TETA*(TETA+SEN(TETA)*COS(TETA)))/(2.*(SEN(TETA)**2.)))-1.
   M4=2.*ELM*TETA*ER/(HERM*APM**2.)
   INVK=M1+M2*M3+M4
   M5=3.*ASTA*MISA*EFA
   M6=1.-COS(TETA)
   M7=(2.*ELM*RI*TETA*(3.*MISA+ASA*ASTA*(RI-(ER+.5*ASA))*(M6)))
   PSMAX=M5/M7
   K=1./INVK
   PRINT 140,K,PSMAX
   WRITE(6,145)K,PSMAX
140 FORMAT(/,1X,'LA RIGIDEZ DE LOS MARCOS METALICOS ACUNADOS ES DE',
   1,T85,F11.4,/,1X,'Y LA PRESION MAXIMA DE SOPORTE SUMINISTRADA PO',
   2,'R EL MISMO ES DE',T85,F11.3,T97,'MPa',///)
145 FORMAT(/,15X,'LA RIGIDEZ DE LOS MARCOS METALICOS ACUNADOS ES',
   1,'DE',T85,F11.4,/,15X,'Y LA PRESION MAXIMA DE SOPORTE SUMINIST',
   2,'RADA POR EL MISMO ES DE',T85,F11.3,T97,'MPa',///)
   RETURN
   END

```

```

SUBROUTINE ANCLA (INVK,PSMAX,RI)
REAL LL,DA,MEA,Q,CUF,RI,ECA,ELA,INVK,PSMAX,K
PRINT 5
WRITE(6,5)
5 FORMAT(7(/),15X,'CALCULO DE LA RIGIDEZ Y PRESION MAXIMA DE SOPORTE
1 PARA ANCLAS',//,15X,'DATOS REQUERIDOS:',//)
PRINT 9
READ(5,20)LL
WRITE(6,30)LL
9 FORMAT(/,1X,'LONGITUD LIBRE DEL ANCLA (m)')
20 FORMAT(F11,3)
30 FORMAT(/,11X,'LONGITUD LIBRE DEL ANCLA',T85,F11.3,T97,'m')
PRINT 39
READ(5,20)DA
WRITE(6,40)DA
39 FORMAT(/,1X,'DIAMETRO DEL ANCLA (m)')
40 FORMAT(/,11X,'DIAMETRO DEL ANCLA',T85,F11.3,T97,'m')
PRINT 49
READ(5,20)MEA
WRITE(6,50)MEA
49 FORMAT(/,1X,'MODULO DE ELASTICIDAD DEL ANCLA (MPa)')
50 FORMAT(/,11X,'MODULO DE ELASTICIDAD DEL ANCLA',T85,F11.3,T97,
1'MPa')
PRINT 59
READ(5,20)Q
WRITE(6,60)Q
59 FORMAT(/,1X,'CONSTANTE CARGA-DEFORMACION DEL ANCLA (m/MN)')
60 FORMAT(/,11X,'CONSTANTE CARGA-DEFORMACION DEL ANCLA',T85,F11.3,
1T97,'m/MN')
PRINT 69
READ(5,20)CUF
WRITE(6,70)CUF
69 FORMAT(/,1X,'CARGA ULTIMA DE FALLA PARA LA PRUEBA DE ADHERENCIA (M
1N)')
70 FORMAT(/,11X,'CARGA ULTIMA DE FALLA PARA LA PRUEBA DE ADHERENCIA',
1T85,F11.3,T97,'MN')
WRITE(6,80)RI
80 FORMAT(/,11X,'RADIO DEL TUNEL',T85,F11.3,T97,'m')
PRINT 89
READ(5,20)ECA
WRITE(6,90)ECA
89 FORMAT(/,1X,'ESPACIAMIENTO CIRCUNFERENCIAL DE LAS ANCLAS (m)')
90 FORMAT(/,11X,'ESPACIAMIENTO CIRCUNFERENCIAL DE LAS ANCLAS',T85,
1F11.3,T97,'m')
PRINT 99
READ(5,20)ELA
WRITE(6,100)ELA
99 FORMAT(/,1X,'ESPACIAMIENTO LONGITUDINAL DE LAS ANCLAS (m)')
100 FORMAT(/,11X,'ESPACIAMIENTO LONGITUDINAL DE LAS ANCLAS',T85,
1F11.3,T97,'m',//)
INVK=ECA*ELA/RI*(4.*LL/(3.141592*DA**2.*MEA)+Q)
PSMAX=CUF/(ECA*ELA)
K=1./INVK
PRINT 110,K,PSMAX
WRITE(6,115)K,PSMAX
110 FORMAT(//,10X,'LA RIGIDEZ DEL SISTEMA DE ANCLAS ES DE',T65,F11.4,
1/,10X,'Y LA PRESION MAXIMA DE SOPORTE SUMINISTRADA POR EL MISMO '
2,'ES DE',T65,F11.3,T97,'MPa',//)
115 FORMAT(//,15X,'LA RIGIDEZ DEL SISTEMA DE ANCLAS ES DE',T85,F11.4,
1/,15X,'Y LA PRESION MAXIMA DE SOPORTE SUMINISTRADA POR EL MISMO '
2,'ES DE',T85,F11.3,T97,'MPa',//)

```

```

***CALCULO DE LAS RIGIDEZES Y PRESIONES DE UN SISTEMA COMBINADO****
SUBROUTINE COMBINADO (INVK1,PSMAX1,INVK2,PSMAX2,RI,
REAL LL,DA,MEA,Q,CUF,RI,ECA,ELA,INVK,PSMAX
REAL APN,ASA,ASTA,MISA,MESA,EFA,ELN,TETA,ER,MEMR
REAL M1,M2,M3,M4,M5,M6,M7
REAL MEC,RFC,ERI,RCUC,XZ
***ELECCION DEL PRIMER SISTEMA DE SOPORTE SENCILLO****
PRINT 5
WRITE(6,5)
5 FORMAT(7(/),11X,'CALCULO DE LAS RIGIDEZES Y PRESIONES MAXIMAS DE S
10PORTE PARA UN SISTEMA COMBINADO')
PRINT 10
WRITE(6,10)
10 FORMAT(4(/),11X,'CUAL ES EL NUMERO DEL PRIMER SISTEMA DE SOPORTE E
11LEGIDO:',/,15X,'(1) REVESTIMIENTO DE CONCRETO O CONCRETO LANZADO',
2/,15X,'(2) MARCOS METALICOS ACUNADOS',/,15X,'(3) ANCLAS ANCLADAS
3MECANICAMENTE SIN LECHADA')
READ(5,20)I
40 FORMAT(I1)
IF(I.EQ.1)THEN
CALL CONCRETO (INVK,PSMAX,RI)
ELSE
IF(I.EQ.2)THEN
CALL MARCO (INVK,PSMAX,RI)
ELSE
IF(I.EQ.3)THEN
CALL ANCLA (INVK,PSMAX,RI)
ENDIF
ENDIF
INVK1=INVK
PSMAX1=PSMAX
***ELECCION DEL SEGUNDO SISTEMA DE SOPORTE SENCILLO****
WRITE(6,25)
25 FORMAT('1',4(/))
PRINT 30
WRITE(6,30)
30 FORMAT(///,11X,'CUAL ES EL NUMERO DEL SEGUNDO SISTEMA DE SOPORTE E
11LEGIDO:',/,15X,'(1) REVESTIMIENTO DE CONCRETO O CONCRETO LANZADO',
2/,15X,'(2) MARCOS METALICOS ACUNADOS',/,15X,'(3) ANCLAS ANCLADAS
3MECANICAMENTE SIN LECHADA')
READ(5,20)I
IF(I.EQ.1)THEN
CALL CONCRETO (INVK,PSMAX,RI)
ELSE
IF(I.EQ.2)THEN
CALL MARCO (INVK,PSMAX,RI)
ELSE
IF(I.EQ.3)THEN
CALL ANCLA (INVK,PSMAX,RI)
ENDIF
ENDIF
INVK2=INVK
PSMAX2=PSMAX
RETURN
END

```

## APLICACION DEL PROGRAMA DE INTERACCION ROCA-SOPORTE A UN CASO PARTICULAR (fig. B.10)

Se desea construir un túnel carretero de 10.7m de diámetro a través de un gneiss, de buena calidad, a una profundidad de 122 m por debajo de la superficie natural del terreno.

Los datos necesarios para el cálculo de las líneas de soporte requeridas para la masa de roca que rodea al túnel, son proporcionados, tal y como se ilustra en la primera hoja de resultados (página 145), a la computadora.

Las coordenadas de los puntos de las líneas de soporte requeridas para el techo, paredes y piso del túnel, son obtenidos en la segunda hoja de resultados (p146), y graficados en la figura B.1. En este ejemplo, el peso muerto de la roca fisurada juega un papel determinante en la estabilización del túnel.

Como se observa en la figura B.1, las paredes del túnel se estabilizan a una deformación de alrededor de 125mm, lo cual no sucede con el techo, debido a que éste continua, e incrementa, su deformación en forma inestable para una presión de soporte menor que 0.083MPa.

Una primera aproximación en la elección de un sistema de soporte para este túnel será el utilizar marcos metálicos, diseñados de acuerdo con el criterio de factor de carga de roca de Terzaghi.

Considerando que la masa de roca que rodea al túnel puede tener "derrumbes moderados", la tabla 3.1 muestra que la carga de roca por soportar, mediante los marcos metálicos, está comprendida entre los 0.055MPa y 0.172MPa. Este rango concuerda con el dado por el análisis presentado en la figura B.1, en el cual se utilizaron marcos metálicos de mediano peso como el sistema de soporte más apropiado.

En la parte superior de la tercera hoja (p 147) se encuentran los datos de entrada requeridos para el análisis de soporte disponible por medio de marcos metálicos.

Se ha considerado que los marcos metálicos son instalados después de que ha tomado lugar una deformación de 75mm.

De las curvas carga-deformación, graficadas en la figura B.1,

se puede estimar que ésta ocurrirá a una distancia de alrededor de 7.6m, detrás de la cara del túnel. Además, se espera que la deformación total del túnel, 127mm, ocurra de unos 12.20m a 15.24m detrás de la cara, es decir, entre 1 y 1.5 veces el diámetro del túnel.

El soporte disponible para estos marcos metálicos, 8I23, espaciados a 1.52m, centro a centro, está dado por la curva # 1, en la figura B.1, y se observará que la capacidad máxima de soporte, de alrededor de 0.16Mpa, es adecuada para la estabilización de la masa de roca que envuelve al túnel.

Puesto que el espaciamiento de los marcos es relativamente grande para rocas con "derrumbes moderados", será necesario la utilización de malla electrosoldada y concreto lanzado para soportar los pequeños trozos de roca que estén entre los marcos.

También se ha asumido que el retaque está correctamente instalado, a un espaciamiento de  $2e=22.5^\circ$  alrededor del túnel.

Cabe señalar la importancia que toma el retaque en la transmisión de las cargas de roca al marco metálico. Esto se puede demostrar modificando el espaciamiento de los bloques y la rigidez de los mismos, en el análisis anteriormente presentado. En este caso, los nuevos datos de entrada para  $e$  y  $E_r$  serán  $20^\circ$  y 500Mpa, respectivamente (p. 148).

En la curva # 2 se observará que la capacidad de soporte se ha visto disminuida hasta el punto en el cual el sistema de soporte es inadecuado para la estabilización del techo del túnel.

En la hoja # 5 (p 149) se presentan los datos de entrada necesarios para el cálculo de la curva de soporte disponible de un revestimiento de concreto lanzado, cuyo espesor es de 5cm. Estos datos serán representados, en la figura B.1, mediante la curva # 3. Esta curva muestra que el revestimiento de concreto lanzado tiene la resistencia y rigidez adecuadas para la estabilización de la masa de roca que rodea al túnel.

Es común que se crea que una delgada capa de concreto lanzado pueda proveer efectivamente el soporte del túnel, prefiriéndose la utilización de marcos metálicos. No obstante, el alto costo del acero y la árdua labor requerida para manufacturar y

colocar los marcos metálicos, forzarán a examinar esta alternativa, la cuál encontrará cada vez más aplicaciones en el soporte de excavaciones subterráneas.

El comportamiento frágil del concreto es uno de los problemas asociados con la utilización de revestimientos de concreto en túneles, por lo cual, se ha incrementado la utilización de malla electrosoldada, en el caso de concreto lanzado. Además, en los últimos años, se ha estudiado la posibilidad de agregar fibra de acero o fibra de vidrio al concreto lanzado, lo cual incrementa su resistencia a la tensión.

Es obvio que las anclas de tensión sean también candidatas como sistema de soporte para este túnel. La tabla B.1, sugiere que un patrón con anclas de 2.5cm de diámetro, espaciadas a 1.52 cm, centro a centro, proveerán una capacidad de soporte adecuada para esta aplicación, por lo que, en la hoja # 6 (p 150) se presentan los datos de entrada necesarios para este sistema.

La curva # 4, en la figura B.1, representa el soporte disponible para este sistema de anclas, y se demuestra que es adecuado para el soporte del túnel.

La curva # 5 ha sido calculada utilizando los mismos datos de entrada, anteriormente utilizados, a excepción de la deformación inicial (p 151). Si el ancla es instalada después de que el túnel haya sufrido una deformación de 10cm, la curva de soporte del sistema de anclas no intersectará a la curva característica del techo, siendo su colocación demasiado tardía.

Obviamente se requiere mayor presión de soporte para estabilizar el techo que las paredes del túnel. Esta variación en la presión de soporte puede ser obtenida mediante la variación del espaciamiento entre anclas y en una aplicación común, éste puede ser incrementado de 1.52x1.52m, en el techo, a 2x2m, en las paredes. Este decremento en la densidad de las anclas puede resultar en un ahorro en el costo de la operación.

Sin embargo, si fuera necesario mantener un patrón constante, se podrán utilizar anclas de menor longitud y de menor diámetro en las paredes, reduciendo el costo total del sistema de anclaje.

Por último, se presenta la curva # 6 (p 152,153 y 154 ), la cual representa un sistema combinado de soporte a base de anclas y concreto lanzado. Esto nos permite realizar análisis de costos con el fin de obtener un sistema de anclaje, sencillo o combinado, que cumpla con los requerimientos de deformabilidad y costo mínimo.

NOTA: Para el uso correcto del programa, solamente se deberá -- respetar el formato de entrada F10.4. por lo demás, el diseño - del programa permite la completa interacción entre el usuario y la máquina.

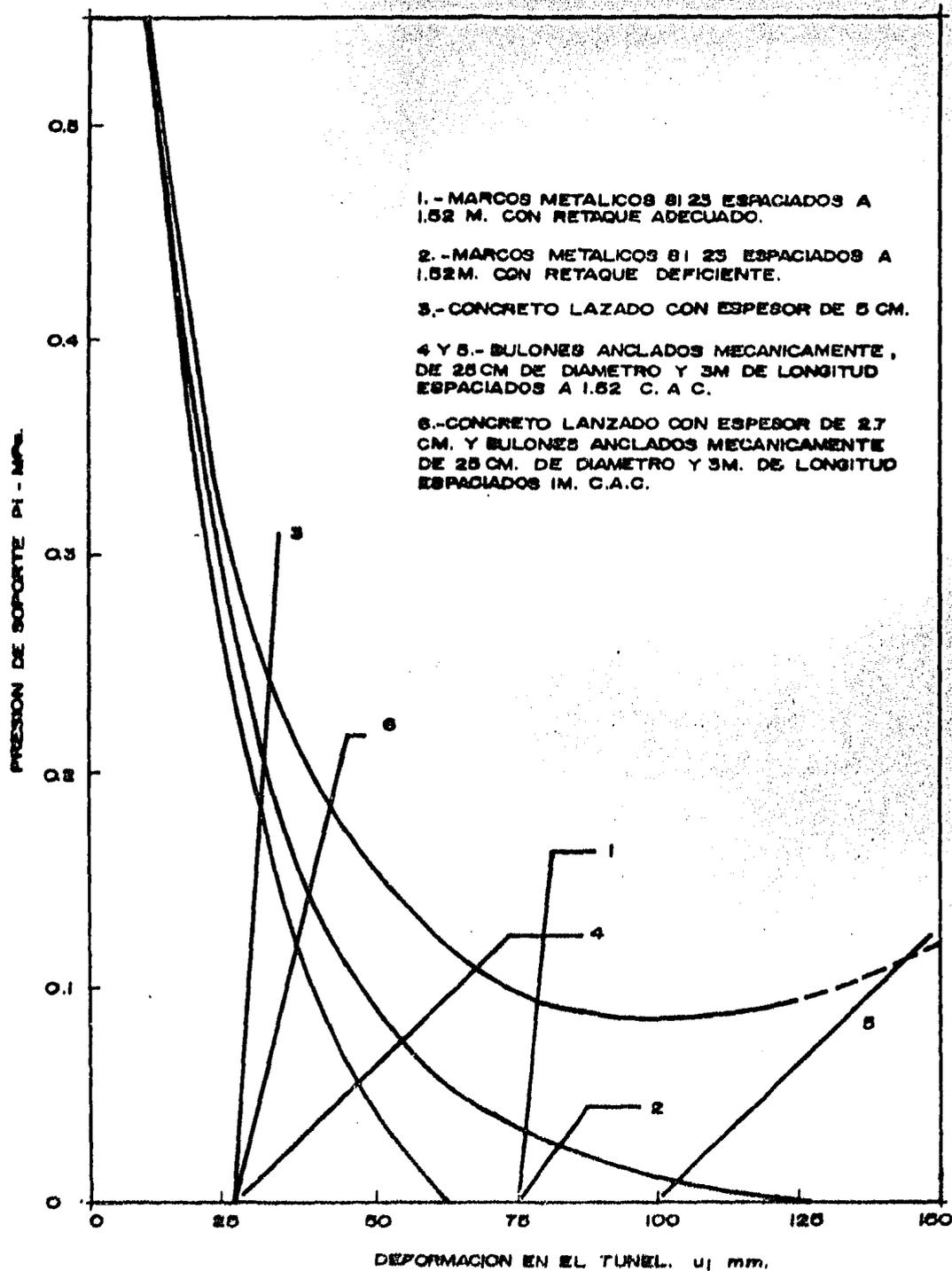


FIGURA 8.10 ANALISIS DE INTERACCION ROCA SOPORTE DE UN TUNEL DE 5.33 M. DE DIAMETRO, EN UN GNEISS DE BUENA CALIDAD A UNA PROFUNDIDAD DE 122 M.

7/17/84

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

FACULTAD DE INGENIERIA

INTERACCION ROCA SOPORTE

PROGRAMA EN EL LENGUAJE FORTRAN 77 QUE FORMA PARTE DE LA  
 TESIS PROFESIONAL  
 QUE PARA OBTENER EL TITULO DE

INGENIERO CIVIL

PRESENTA

MARCO ANTONIO RAFAEL AMEZCUA SANDOVAL

CALCULO DE LAS LINEAS DE SOPORTE DISPONIBLE PARA LA MASA DE ROCA

DATOS REQUERIDOS:

RESISTENCIA A LA COMPRESION UNIAxIAL DE LA ROCA INTACTA	69.000 MPa
PRIMERA CONSTANTE DEL MATERIAL DE LA MASA DE ROCA ORIGINAL	0.500
SEGUNDA CONSTANTE DEL MATERIAL DE LA MASA DE ROCA ORIGINAL	0.001
MODULO DE ELASTICIDAD DE LA MASA DE ROCA ORIGINAL	1380.000 MPa
RELACION DE POISSON DE LA MASA DE ROCA ORIGINAL	0.200
PRIMERA CONSTANTE DEL MATERIAL DE LA MASA DE ROCA FISURADA	0.100
SEGUNDA CONSTANTE DEL MATERIAL DE LA MASA DE ROCA FISURADA	0.000
PESO ESPECIFICO DE LA MASA DE ROCA FISURADA	0.020 KN/m <sup>3</sup>
MAGNITUD DEL ESFUERZO IN SITU	3.310 MPa
RADIO DEL TUNEL	5.330 m

## RESULTADOS:

PRESION DE SOPORTE (MPa)	DEFORMACION DEL TUNEL (mm)	PRESION EN EL TECHO (MPa)	PRESION EN LAS PAREDES (MPa)	PRESION EN EL PISO (MPa)
0.050	68.01	0.111	0.050	-0.011
0.100	49.42	0.150	0.100	0.050
0.150	39.41	0.191	0.150	0.109
0.200	32.88	0.235	0.200	0.165
0.250	28.21	0.279	0.250	0.221
0.300	24.66	0.324	0.300	0.276
0.350	21.86	0.370	0.350	0.330
0.400	19.60	0.416	0.400	0.384
0.450	17.71	0.463	0.450	0.437
0.500	16.12	0.509	0.500	0.491
0.550	14.77	0.556	0.550	0.544
0.600	13.59	0.604	0.600	0.596
0.650	12.56	0.651	0.650	0.649
0.700	12.12	0.700	0.700	0.700
0.750	11.89	0.750	0.750	0.750
0.800	11.66	0.800	0.800	0.800

## CALCULO DE LA RIGIDEZ Y PRESION MAXIMA DE SOPORTE PARA MARCOS METALICOS ACUNADOS

## DATOS REQUERIDOS:

ANCHO DEL PATIN DEL MARCO	0.108 m
PERALTE DE LA SECCION DEL MARCO DE ACERO	0.2023 m
AREA DE LA SECCION TRANSVERSAL DEL MARCO DE ACERO	0.0043 m <sup>2</sup>
MOMENTO DE INERCIA DE LA SECCION DE ACERO	0.2670E-04 m <sup>4</sup>
MODULO DE ELASTICIDAD DE LA SECCION DE ACERO	207000.0000 MPa
ESFUERZO DE FLUENCIA DEL ACERO	245.0000 MPa
RADIO DEL TUNEL	5.330 m
ESPACIAMIENTO LONGITUDINAL DE LOS MARCOS METALICOS	1.520 m
ANGULO MEDIO ENTRE RETAQUES	0.1964 RADIANS
ESPESOR DEL RETAQUE	0.250 m
MODULO DE ELASTICIDAD DEL MATERIAL DE RETAQUE	10000.000 MPa

LA RIGIDEZ DE LOS MARCOS METALICOS ACUNADOS ES DE 34.5820  
 Y LA PRESION MAXIMA DE SOPORTE SUMINISTRADA POR EL MISMO ES DE 0.162 MPa

## CURVA DE SOPORTE DISPONIBLE PARA UN SISTEMA SENCILLO DE SOPORTE

## DATOS REQUERIDOS:

DEFORMACION INICIAL DEL TUNEL ANTES DE  
 A LA INSTALACION DEL SOPORTE 0.0750 m

## RESULTADOS:

PRESION DE SOPORTE (MPa)	DEFORMACION DEL TUNEL (mm)
0.000	75.00
0.161	85.15

CALCULO DE LA RIGIDEZ Y PRESION MAXIMA DE SOPORTE PARA MARCOS METALICOS ACUNADOS

DATOS REQUERIDOS:

ANCHO DEL PATIN DEL MARCO	0.106 m
PERALTE DE LA SECCION DEL MARCO DE ACERO	0.2023 m
AREA DE LA SECCION TRANSVERSAL DEL MARCO DE ACERO	0.0043 m <sup>2</sup>
MOMENTO DE INERCIA DE LA SECCION DE ACERO	0.7670E-04m <sup>4</sup>
MODULO DE ELASTICIDAD DE LA SECCION DE ACERO	207000.0000 MPa
ESFUERZO DE FLUENCIA DEL ACERO	245.0000 MPa
RADIO DEL TUNEL	5.330 m
ESPACIAMIENTO LONGITUDINAL DE LOS MARCOS METALICOS	1.520 m
ANGULO MEDIO ENTRE RETAQUES	0.3491 RADIANTES
ESPESOR DEL RETAQUE	0.250 m
MODULO DE ELASTICIDAD DEL MATERIAL DE RETAQUE	500.000 MPa

LA RIGIDEZ DE LOS MARCOS METALICOS ACUNADOS ES DE 14.1872  
 Y LA PRESION MAXIMA DE SOPORTE SUMINISTRADA POR EL MISMO ES DE 0.044 MPa

CURVA DE SOPORTE DISPONIBLE PARA UN SISTEMA SENCILLO DE SOPORTE

DATOS REQUERIDOS:

DEFORMACION INICIAL DEL TUNEL ANTERIOR  
 A LA INSTALACION DEL SOPORTE 0.0750 m

RESULTADOS:

PRESION DE SOPORTE (MPa)	DEFORMACION DEL TUNEL (mm)
0.000	75.00
0.043	91.15

CALCULO DE LA RIGIDEZ Y PRESION MAXIMA DE SOPORTE PARA CONCRETO O CONCRETO LANZADO

DATOS REQUERIDOS:

MODULO DE ELASTICIDAD DEL CONCRETO O CONCRETO LANZADO	20700.000 MPa
RELACION DE POISSON DEL CONCRETO O CONCRETO LANZADO	0.250
ESPESOR DEL REVESTIMIENTO	0.050 m
RADIO DEL TUNEL	5.330 m
RESISTENCIA A LA COMPRESION UNIAIXIAL DEL CONCRETO O CONCRETO LANZADO	34.500 MPa

LA RIGIDEZ DEL CONCRETO LANZADO ES DE 208.7577  
 Y LA PRESION MAXIMA DE SOPORTE SUMINISTRADA POR EL MISMO ES DE 0.319 MPa

CURVA DE SOPORTE DISPONIBLE PARA UN SISTEMA SENCILLO DE SOPORTE

DATOS REQUERIDOS:

DEFORMACION INICIAL DEL TUNEL ANTERIOR  
 A LA INSTALACION DEL SOPORTE 0.0250 m

RESULTADOS:

PRESION DE SOPORTE (MPa)	DEFORMACION DEL TUNEL (mm)
0.000	25.00
0.318	33.12

## CALCULO DE LA RIGIDEZ Y PRESION MAXIMA DE SOPORTE PARA ANCLAS

## DATOS REQUERIDOS:

LONGITUD LIBRE DEL ANCLA	3.000 m
DIAMETRO DEL ANCLA	0.025 m
MODULO DE ELASTICIDAD DEL ANCLA	207000.000 MPa
CONSTANTE CARGA-DEFORMACION DEL ANCLA	0.143 m/MN
CARGA ULTIMA DE FALLA PARA LA PRUEBA DE ADHERENCIA	0.285 MN
RADIO DEL TUNEL	5.330 m
ESPACIAMIENTO CIRCUNFERENCIAL DE LAS ANCLAS	1.520 m
ESPACIAMIENTO LONGITUDINAL DE LAS ANCLAS	1.520 m
LA RIGIDEZ DEL SISTEMA DE ANCLAS ES DE	13.3718
Y LA PRESION MAXIMA DE SOPORTE SUMINISTRADA POR EL MISMO ES DE	0.123 MPa

## CURVA DE SOPORTE DISPONIBLE PARA UN SISTEMA SENCILLO DE SOPORTE

## DATOS REQUERIDOS:

DEFORMACION INICIAL DEL TUNEL ANTERIOR  
A LA INSTALACION DEL SOPORTE 0.0250 m

## RESULTADOS:

PRESION DE SOPORTE (MPa)	DEFORMACION DEL TUNEL (m)
0.000	0.000
0.123	0.025

## CALCULO DE LA RIGIDEZ Y PRESION MAXIMA DE SOPORTE PARA ANCLAS

## DATOS REQUERIDOS:

LONGITUD LIBRE DEL ANCLA	3.000 m
DIAMETRO DEL ANCLA	0.025 m
MODULO DE ELASTICIDAD DEL ANCLA	207000.000 MPa
CONSTANTE CARGA-DEFORMACION DEL ANCLA	0.143 N/MM
CARGA ULTIMA DE FALLA PARA LA PRUEBA DE ADHERENCIA	0.285 MN
RADIO DEL TUNEL	5.330 m
ESPACIAMIENTO CIRCUNFERENCIAL DE LAS ANCLAS	1.520 m
ESPACIAMIENTO LONGITUDINAL DE LAS ANCLAS	1.520 m

LA RIGIDEZ DEL SISTEMA DE ANCLAS ES DE 13.3710  
 Y LA PRESION MAXIMA DE SOPORTE SUMINISTRADA POR EL MISMO ES DE 0.123 MPa

## CURVA DE SOPORTE DISPONIBLE PARA UN SISTEMA SENCILLO DE SOPORTE

## DATOS REQUERIDOS:

DEFORMACION INICIAL DEL TUNEL ANTERIOR  
 A LA INSTALACION DEL SOPORTE 0.1000 m

## RESULTADOS:

PRESION DE SOPORTE (MPa)	DEFORMACION DEL TUNEL (mm)
0.000	100.00
0.122	148.63

CALCULO DE LAS RIGIDECES Y PRESIONES MAXIMAS DE SOPORTE PARA UN SISTEMA COMBINADO

CUAL ES EL NUMERO DEL PRIMER SISTEMA DE SOPORTE ELEGIDO:

- (1) REVESTIMIENTO DE CONCRETO O CONCRETO LANZADO
- (2) MARCOS METALICOS ACUNADOS
- (3) ANCLAS ANCLADAS MECANICAMENTE SIN LECHADA

CALCULO DE LA RIGIDEZ Y PRESSION MAXIMA DE SOPORTE PARA CONCRETO O CONCRETO LANZADO

DATOS REQUERIDOS:

MODULO DE ELASTICIDAD DEL CONCRETO O CONCRETO LANZADO	20700.000 MPa
RELACION DE POISSON DEL CONCRETO O CONCRETO LANZADO	0.250
ESPESOR DEL REVESTIMIENTO	0.027 m
RADIO DEL TUNEL	5.330 m
RESISTENCIA A LA COMPRESION UNIAIXIAL DEL CONCRETO O CONCRETO LANZADO	34.500 MPa

LA RIGIDEZ DEL CONCRETO LANZADO ES DE 112.3231  
 Y LA PRESSION MAXIMA DE SOPORTE SUMINISTRADA POR EL MISMO ES DE 0.173 MPa

CUAL ES EL NUMERO DEL SEGUNDO SISTEMA DE SOPORTE ELEGIDO:

- (1) REVESTIMIENTO DE CONCRETO O CONCRETO LANZADO
- (2) MARCOS METALICOS ACUNADOS
- (3) ANCLAS METALICAS MECANICAMENTE SIN LECHADA

CALCULO DE LA RIGIDEZ Y PRESION MAXIMA DE SOPORTE PARA ANCLAS

DATOS REQUERIDOS:

LONGITUD LIBRE DEL ANCLA	3.000 m
DIAMETRO DEL ANCLA	0.025 m
MODULO DE ELASTICIDAD DEL ANCLA	207000.000 MPa
CONSTANTE CARGA-DEFORMACION DEL ANCLA	0.143 m/MN
CARGA ULTIMA DE ENLLE PARA LA PRUEBA DE ADHERENCIA	0.285 MN
RADIO DEL TUNEL	5.330 m
ESPACIAMIENTO CIRCUNFERENCIAL DE LAS ANCLAS	1.000 m
ESPACIAMIENTO LONGITUDINAL DE LAS ANCLAS	1.000 m

LA RIGIDEZ DEL SISTEMA DE ANCLAS ES DE 30.8942  
 Y LA PRESION MAXIMA DE SOPORTE SUMINISTRADA POR EL MISMO ES DE 0.285 MPa

## CANTIDAD DE SOPORTE DISPONIBLE PARA UN SISTEMA COMBINADO DE SOPORTE

DATOS REQUERIDOS:

DEFORMACIÓN INICIAL DEL TUNEL ANTERIOR  
A LA INSTALACIÓN DEL SOPORTE 0.0000 mm

REQUISITOS:

SELECCIÓN DE SOPORTE (MPa)	DEFORMACIÓN DEL TUNEL (mm)
0.000	25.00
0.050	33.19

TABLA B.1 PRESION MAXIMA DE SOPORTE PARA VARIOS SISTEMAS.

Sistema de soporte/radio del túnel	$r_1=1m$	$r_1=2.5m$	$r_1=5m$	$r_1=10m$
A) Concreto lanzado de 5cm de espesor. $\sigma_{cc}=14MPa$ después de un día.	0.65MPa	0.27MPa	0.14MPa	0.07MPa
B) Concreto lanzado de 5cm de espesor. $\sigma_{cc}=35MPa$ después de 28 días.	1.63	0.68	0.34	0.17
C) Concreto hidráulico de 30cm de espesor. $\sigma_{cc}=35MPa$ después de 28 días.	7.14	3.55	1.93	1.00
D) Concreto hidráulico de 50cm de espesor. $\sigma_{cc}=35MPa$ después de 28 días.	9.72	5.35	3.04	1.63
E) Marcos metálicos, 6I12, espaciados a cada 2m, espaciamiento del rotaque $2\theta=22.5^\circ$ , $y_s=248MPa$ .	0.61	0.18	0.07	0.02
F) Marcos metálicos, 8I23, espaciados a cada 1.5m, espaciamiento del rotaque $2\theta=22.5^\circ$ , $y_s=248MPa$ .	1.59	0.50	0.18	0.06
G) Marcos metálicos, 12W65, espaciados a cada 1m, espaciamiento del rotaque $2\theta=22.5^\circ$ , $y_s=248MPa$ .	7.28	2.53	1.04	0.38
H) Anclas muy libianas de 16mm de diámetro, separadas a 2.5m, c a c, mecánicamente ancladas, $T_{br}=0.11MN$	0.02	0.02	0.02	0.02
I) Anclas libianas de 19mm de diámetro, separadas a 1.5m, c a c, mecánicamente ancladas, $T_{br}=0.18mn$	0.045	0.045	0.045	0.045
J) Anclas medianas de 25mm de diámetro, separadas a 1.5m, c a c, mecánicamente ancladas, $T_{br}=0.267MN$ .	0.12	0.12	0.12	0.12
K) Anclas pesadas de 34mm de diámetro, separadas a 1m, c a c, mecánicamente ancladas, $T_{br}=0.345MN$ .	0.34	0.34	0.34	0.34

## 5.- CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.

Es necesario recalcar que el análisis de interacción roca-soporte, presentado en el anexo B, tiene como finalidad visualizar la forma en que puede ser atacado el problema de soporte de una excavación subterránea. Señalando, que el problema, en lo particular y en lo general, no tiene solución única y que el diseñador puede elegir entre algunas soluciones viables la que, a su juicio, sea la más conveniente desde el punto de vista de factibilidad y economía.

Además, se pretendió dar una idea de como actúan los diferentes sistemas de soporte, observándose que es conveniente y deseable que no trabajen individualmente sino en conjunto, complementándose entre sí.

En cuanto a la metodología de análisis, esta cuenta con las limitantes inherentes de un estudio elasto-plástico del material, por lo que, en lo referente a su aplicabilidad, se deberá cuidar que la masa de roca en estudio cumpla, en la medida de lo posible, con las hipótesis hechas en el análisis, si es que se desea utilizar este método de diseño.

En la actualidad se desarrollan métodos más sofisticados de análisis, elemento finito, que permitirán en un futuro no muy

lejano diseños más razonables de los soportes y tratamientos de un macizo rocoso.

De acuerdo con la teoría expuesta por Rocha y Francis, anexo A, el tensor de permeabilidad parece ser una herramienta adecuada para un medio discontinuo, como lo es un macizo rocoso, con el fin de determinar, en primer lugar, la permeabilidad anisotrópica del medio, con lo cual es factible determinar una dirección óptima de inyección y/o drenaje para el tratamiento del mismo. Por lo cual, debería ser llevada al campo práctico para verificar las bondades, teóricas, de este análisis, obteniéndose importantes ahorros en los tratamientos a seguir, y un mayor control de calidad del mismo.

## BIBLIOGRAFIA.

- 1) Alberro, Jesús A.; Apuntes del Curso de Mecánica de Rocas; División de Estudios Superiores; Facultad de Ingeniería; UNAM (1973), México.
- 2) American Society of Civil Engineers and American Concrete Institute; Use of Shotcrete for Underground Structural Support; Proceedings of the Engineering Foundation Conference; Berwick Academy; South Berwick; Maine (1973), USA.
- 3) Cambefort, Henri; Inyección de Suelos; Ediciones Omega; Primera Edición; Barcelona (1968), España.
- 4) Castañeda, Narváez C.; El Proyecto de la Obra Civil del Metro; Revista de Ingeniería, 1-1982; Facultad de Ingeniería; UNAM; México.
- 5) Castelazo, Werckle Carlos y Urzua, Atilano Fernando; Estudio Geotécnico para el Tratamiento de la Boquilla del Proyecto Hidroeléctrico "El Caracol", Gro.; UNAM (1983), México.
- 6) Comisión Federal de Electricidad; Manual de Diseño de Obras Civiles, Geotécnica, B.3.5 Tratamiento de Macizos Rocosos; (1980), México.
- 7) Deere, D. U. and Peck, R.; Design of Tunnel Liners and Support Systems; Department of Civil Engineering; University of Illinois; (1969), USA.
- 8) Díaz, Mora C. R.; Apuntes del Curso de Mecánica de Rocas; Facultad de Ingeniería; UNAM (1981), México.
- 9) Gonzalez, Robles, Casillas y Díaz de Cossio; Concreto Reforzado; Limusa; (1980), México.

- 10) Gil, Moreno G. G. y Ramírez, Noriega J. L.; Sistema de Soporte Temporal para Excavaciones en Roca; UIA (1978), México.
- 11) Goodman, Richard E.; Introduction to Rock Mechanics; John Wiley and Sons; (1980), USA.
- 12) Hoek, E. and Bray, J. W.; Rock Slope Engineering; Institute of Mining and Metallurgy; (1974, 1977), London, U.K.
- 13) Hoek, E. and Brown, T; Underground Excavations in Rock; Institute of Mining and Metallurgy; (1980), London, U.K.
- 14) Juárez, Badillo y Rico, Rodriguez; Mecánica de Suelos, Tomo I; Limusa, Tercera Edición; (1980), México.
- 15) Lorente de No; Texto del Curso sobre Revestimiento de Túneles en Roca; Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos; Universidad Politécnica de Valencia; (1982), España.
- 16) Müller, Leopold; Rock Mass Behaviour, Determination and Application in Engineering Practice; Advances in Rock Mechanics; Reports of Current Research, Volumen I, Part A; Proceedings of the Third Congress of the International Society for Rock Mechanics; Denver (1974), USA.
- 17) Muzas, F. y Velilla, J. L.; Las Técnicas Especiales del Tratamiento del Terreno en los Trabajos de Minería; SIAMOS-78; Granada (1978), España.
- 18) Puig, Juan B; Geología Aplicada a la Ingeniería Civil y Fotointerpretación; Lito Juventud; (1970), México.
- 19) Río, Zolezzi Gustavo del; Túneles en Roca; UNAM (1983), México.

- 20) Rocha, Manuel y Franciss, Fernando; Dtermination of Permeability in Anisotropic Rock Masses from Integral Samples; Structural and Geotechnical Mechanics, A Volumen Honoring Nathan M. Newmark, Editor W.J Hall; Practice Hall International, Inc. ; (1977) USA.
- 21) Ryan, T.F.: Concreto Lanzado; Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto; Nueva Serie 10; (1980), México.
- 22) SALVAT Enciclopedia de las Ciencias; Geología, Tomo 10; Salvat, S.A. de Ediciones; Pamplona (1968), España.